

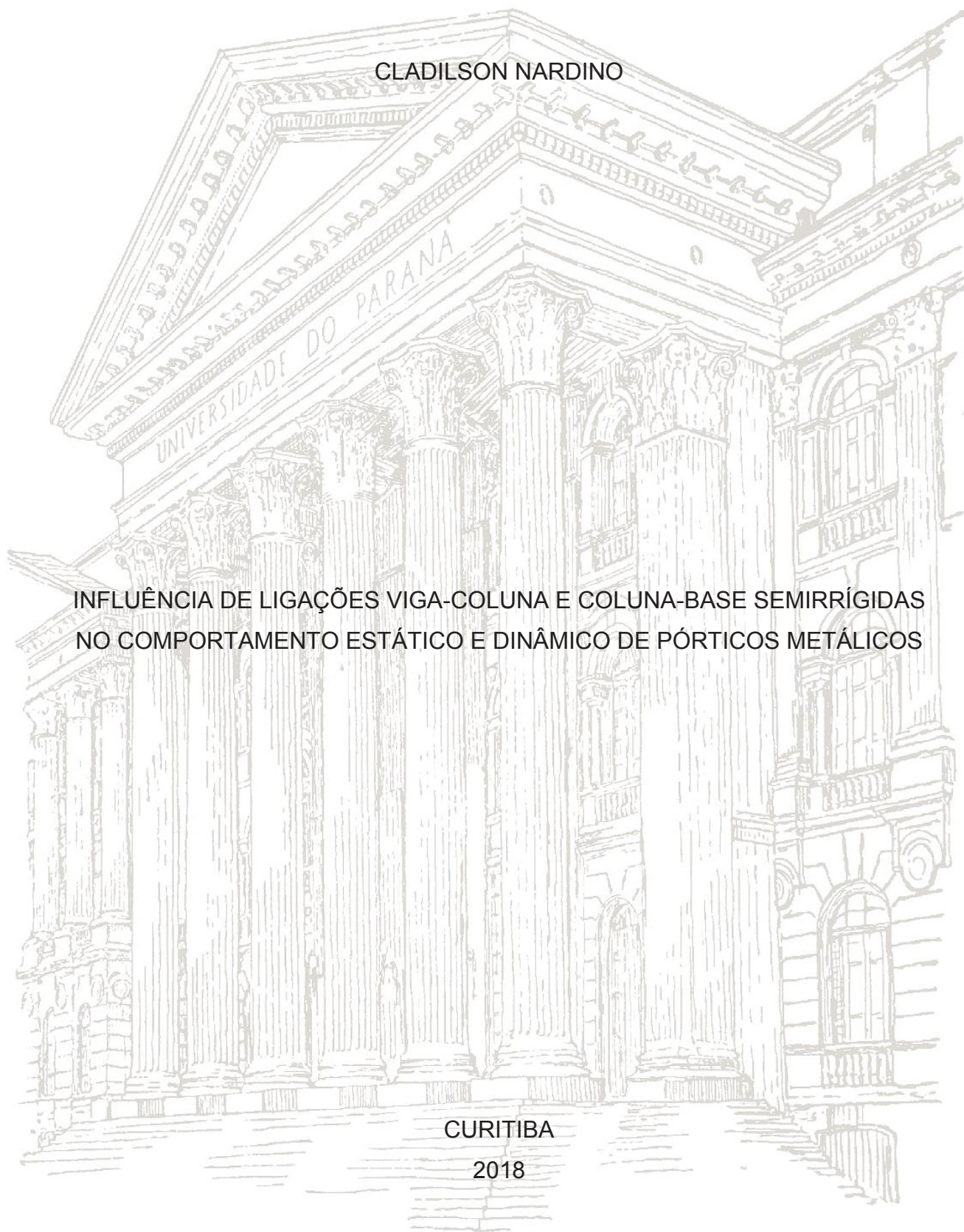
UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ

CLADILSON NARDINO

INFLUÊNCIA DE LIGAÇÕES VIGA-COLUNA E COLUNA-BASE SEMIRRÍGIDAS
NO COMPORTAMENTO ESTÁTICO E DINÂMICO DE PÓRTICOS METÁLICOS

CURITIBA

2018



CLADILSON NARDINO

INFLUÊNCIA DE LIGAÇÕES VIGA-COLUNA E COLUNA-BASE SEMIRRÍGIDAS
NO COMPORTAMENTO ESTÁTICO E DINÂMICO DE PÓRTICOS METÁLICOS

Dissertação apresentada como requisito parcial à
obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil,
área de concentração de Estruturas, do programa
de Pós Graduação em Engenharia de Construção
Civil, Setor de Tecnologia, Campus Centro
Politécnico da Universidade Federal do Paraná.

Orientador: Prof. Dr. Marcos Arndt

CURITIBA

2018

FICHA CATALOGRÁFICA ELABORADA PELO SISTEMA DE BIBLIOTECAS/UFPR
BIBLIOTECA DE CIÊNCIA E TECNOLOGIA

N224i

Nardino, Cladilson

Influência de ligações viga-coluna e coluna-base semirrígidas no comportamento estático e dinâmico de pórticos metálicos / Cladilson Nardino. – Curitiba, 2018.

Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal do Paraná, Setor de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil, 2018.

Orientador: Prof. Dr. Marcos Arndt.

1. Ligação semirrígida. 2. Ligação coluna-base. 3. Análise não linear. 4. Modelo multilinear.
I. Universidade Federal do Paraná. II. Arndt, Marcos. III. Título.

CDD: 624.1821

Bibliotecária: Romilda Santos - CRB-9/1214



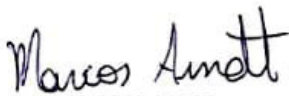
MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
SETOR TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ
PRÓ-REITORIA DE PESQUISA E PÓS-GRADUAÇÃO
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO ENGENHARIA DE
CONSTRUÇÃO CIVIL

TERMO DE APROVAÇÃO

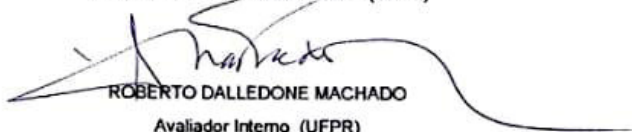
Os membros da Banca Examinadora designada pelo Colegiado do Programa de Pós-Graduação em ENGENHARIA DE CONSTRUÇÃO CIVIL da Universidade Federal do Paraná foram convocados para realizar a arguição da Dissertação de Mestrado de CLADILSON NARDINO intitulada: INFLUÊNCIA DE LIGAÇÕES VIGA-COLUNA E COLUNA-BASE SEMIRRÍGIDAS NO COMPORTAMENTO ESTÁTICO E DINÂMICO DE PÓRTICOS METÁLICOS, após terem inquirido o aluno e realizado a avaliação do trabalho, são de parecer pela sua APROVAÇÃO no rito de defesa.

A outorga do título de mestre está sujeita à homologação pelo colegiado, ao atendimento de todas as indicações e correções solicitadas pela banca e ao pleno atendimento das demandas regimentais do Programa de Pós-Graduação.


Curitiba, 22 de Março de 2018.


MARCOS ARNDT

Presidente da Banca Examinadora (UFPR)



ROBERTO DALLEDONE MACHADO

Avaliador Interno (UFPR)



LUIZ ALKIMIN DE LACERDA

Avaliador Externo (UFPR)


RICARDO AZOUBEL DA MOTA SILVEIRA

Avaliador Externo (UFOP)

Entre nós você se mantém presente,
através do amor e da saudade
que deixou no coração daqueles
que te amavam

Nas nossas memórias você
continua vivo e na nossa saudade
está eternamente presente

Ao meu nono Leonildo Nardino,
in memoriam

AGRADECIMENTOS

A Deus em suas diversas manifestações diárias que me fizeram seguir em frente com inspiração e sabedoria.

À minha família, que mesmo distante, sempre me apoiaram, deram forças, ânimo e motivações para a realização do mestrado. Agradeço do fundo do coração à mamis Clarice, meu pai Claudio e meus irmãos Claiton e Clayson.

Agradeço a minha amada, companheira e amiga Miriam Olivia pela presença constante nos momentos de alegria e dificuldades nessa caminhada. Obrigado por nunca me deixar sozinho e por ser a rocha firme onde construí morada. Agradeço também a minha sogra Miriam pelos sorrisos e por me considerar um filho.

Ao meu orientador, prof. Marcos Arndt, pela sua brilhante orientação, pela dedicação, pela amizade e pela companhia em tantas boas conversas e partilhas da vida. Muito obrigado pela oportunidade e confiança.

Agradeço aos demais professores do Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil (PPGECC) pelos ensinamentos. Agradeço ao professor Ricardo Silveira (UFOP) pela ajuda ao longo desse mestrado, clareando caminhos e mostrando possibilidades. Agradeço ao professor Fernando Ramires (UPF) pelo conhecimento partilhado, pela amizade construída ao longo das conversas e boas conversas ao longo desses dois anos.

Agradeço aos meus amigos do “apartamento dos mestres”, pela convivência nesses dois anos. Em especial ao Sirlon Blaskievicz por ser um grande irmão e partilhar tantos chimarrões, prozas e conselhos.

Ao demais amigos que fazem parte da minha vida: Os Celuenses, em especial Jean Barcelos, Pedro Gobbo, Miguel Becker, Thadeu Costa e Rodrigo Simas; PUCanos, em especial aos amigos do “Slainte do Amor” e “Melhores Rolês”; Aos amigos da Engenharia Civil pela amizade conservada desde os primórdios da graduação,

sempre presentes na minha vida, em especial ao Vinicius Hanser por me permitir ser seu padrinho de casamento e amigo de tantas jornadas. Aos diversos amigos e colegas de turma do mestrado. Aos diversos amigos de Chapecó por mantermos o contato e a amizade mesmo após tantos anos, em especial ao Wyllian Basso e família.

Um agradecimento especial aos diversos espaços de atuação que participo, fazendo assim memória de todas as pessoas especiais que partilham dessas esperanças: Pastoral da Juventude (PJ), Movimento Ecumênico (MOVEC), as Comunidades Eclesiais de Base (CEBs), a Organização Social TETO, aos movimentos políticos, Grupo Fé-Política Nacional, Juventudes e Espiritualidade Libertadora e demais espaços que alimentam minha fé, espiritualidade e esperança na construção de um mundo melhor e mais justo.

Agradeço a pessoas especiais que sempre estão presentes na minha vida: Irmão Marcelo Barros por todo apoio espiritual e humano nesses tantos anos. Você me fez e faz ser uma pessoa melhor! Irmã Raquel de Fátima Colet por ser minha Madre de coração, pelos chimarrões, abraços e mantras partilhados. Jonathan Felix e Sandson Rotterdam por serem acalento nos dias de tormenta, por serem abrigo nos dias de tempestade e por serem poesia nos dias de sol. A minha prima Rosangela Cenci, pela presença constante em minha vida, por sempre me motivar, me inspirar, me alegrar, por sempre estar disponível nos dias que eu mais precisei. Ao Eric, Elis e Cleusa por serem minha segunda família. Agradeço ao Jean José por me mostrar que amizade se constrói com o cuidado diário e na confiança mútua. Agradeço ainda a Amanda Cegatti que mesmo na distância está presente em minha vida com tanto carinho, confiança e reciprocidade.

Por fim, agradeço pela vida, pelos sorrisos, pelas cores, chimarrões, amores, poesias, pelos olhares, pela brisa, pelo sol e por todas as músicas que cantei ao longo desses dois anos de superações e sonhos realizados.

Busca

"Busquei no fundo da minha alma
chamada memória...
Busquei algo que não compreendi,
Busquei em mim as cores que me
inspiram, que fascinam e me fazem
sonhar,
Busquei sem saber que iria arrancar-me
um simples sorriso,
Busquei no inconsciente algo a me
fortalecer,
Busquei no silêncio do espaço que me
cerca... encontrar-me em mim,
Busquei na simplicidade que me encanta o
nada que és tudo,
Busquei sem saber que aqui já estava...
Busquei algo já encontrado."

C.N.

RESUMO

As ligações viga-coluna e coluna-base são usualmente assumidas como perfeitamente rígidas (engastadas) ou idealmente rotuladas em relação aos esforços solicitantes; contudo, experimentos demonstraram que o comportamento real das ligações é intermediário entre os extremos de perfeitamente rígidas e idealmente rotuladas, caracterizado como semirrígidez. Quando falamos de análise estrutural, tradicionalmente realiza-se uma análise linear elástica de primeira ordem, porém, uma análise inelástica de segunda ordem condiz com uma análise mais realista e melhor caracteriza o comportamento estrutural. O presente trabalho tem como objetivo verificar a influência das ligações semirrígidas ao variar a análise estrutural empregada (linear de primeira ordem e inelástica de segunda ordem); a influência da ligação metálica da estrutura; a influência da semirrígidez ao variar os modelos que descrevem a curva momento rotação das ligações; e por fim, a influência da semirrígidez nas ligações coluna-base da estrutura. Os resultados das análises apresentam influência significativa nos parâmetros analisados, como os deslocamentos, distribuição dos esforços internos e frequências de vibração da estrutura devido a consideração da semirrígidez nas ligações viga-coluna e coluna base, indicando a importância dos estudos e considerações da semirrígidez nas análises estruturais. O software NIDA - *Non-linear Integrated Design and Analysis* – foi utilizado para obtenção dos resultados.

Palavras-chave: Ligação semirrígida; Ligação coluna-base; Análise não linear; Modelo Multilinear.

ABSTRACT

The beam-column and base-column connections are usually assumed to be perfectly rigid or ideally pinned in relation to the requesting efforts; however, experiments have demonstrated that connections are classified between the extremes of fully rigid connections and frictionless pinned connections, characterized as semi-rigidity behavior. When we speak of structural analysis, a linear first-order elastic analysis is traditionally performed, but a second-order inelastic analysis is consistent with a more realistic and better characterized structural behavior. The present paper has as objective to analyze the influence of the semi-rigid connections by varying the structural analysis used (linear of first order and inelastic of second order); the influence of the steel connection of the structure; the influence of semi-rigidity by different moment-rotation formulations that describe the connections; and finally, the influence of semi-rigidity on the column-base connections of the structure. The results of the analyzes show a significant influence on the analyzed parameters, such as the displacements, internal stress distribution and vibration frequencies of the structure due to the consideration of semi-rigidity in the beam-column and columns-base connections, indicating the importance of the studies and semi-rigidity considerations in the analyzes structures. NIDA software - *Non-linear Integrated Design and Analysis* - was used to obtain the results.

Keywords: Semi-rigid connection; Column-Base connection; Non-linear analysis; Multi-linear model.

LISTA DE FIGURAS

| | |
|--|----|
| Figura 1 – Distribuição dos esforços da seção. a) tensões residuais; b) tensões no início do escoamento da seção (ou limite elástico de carga); c) tensões elasto-plásticas; e d) tensões no estado plástico limite..... | 42 |
| Figura 2 – Tipos de respostas dos métodos de análise estrutural: a) Portal simples; b) Trajetórias de Equilíbrio. | 43 |
| Figura 3 – Pórtico e respectivo modelo para análise..... | 46 |
| Figura 4 – Diagrama de momentos fletores para o nó rígido e detalhe da conexão. | 46 |
| Figura 5 – Diagrama de momentos fletores para o nó flexível e detalhe da conexão..... | 47 |
| Figura 6 – Comportamento das ligações: a) rotação relativa entre viga-coluna; b) diagrama momento-rotação. | 47 |
| Figura 7 – Diagrama de momentos fletores para o nó semirrígido e detalhe da conexão..... | 48 |
| Figura 8 – Curvas momento-rotação para diversas ligações. | 49 |
| Figura 9 – Tipos de ligação. | 52 |
| Figura 10 – Pontos da curva $M-\theta$ da ligação..... | 55 |
| Figura 11 – Resistência da ligação | 56 |
| Figura 12 – Rigidez da ligação..... | 57 |
| Figura 13 – Ductilidade da ligação. | 58 |
| Figura 14 – Classificação da ligação segundo Bjorhovde <i>et al.</i> (1990)..... | 61 |
| Figura 15 – Classificação da ligação segundo Eurocode 3 (2005). a) pórtico destravado; b) pórtico travado..... | 63 |
| Figura 16 - Zonas de classificação da ligação segundo a rigidez. | 64 |
| Figura 17 – Classificação das ligações quanto à resistência | 65 |
| Figura 18 – Classificação da ligação segundo Hasan <i>et al.</i> (1998)..... | 67 |
| Figura 19 – Curvas momento-rotação com modelo linear e bilinear. | 71 |
| Figura 20 – Curva momento-rotação com modelo multilinear (pentilinear)..... | 72 |
| Figura 21 – Tipos de conexões e os respectivos parâmetros adotados nas equações de K_m (Fyre & Morris, 1975) | 74 |
| Figura 22 – Forma típica do modelo de potências de Colson & Louveau (1983). | 78 |
| Figura 23 – Forma típica do modelo de potências de Richard & Abbott (1975). | 79 |

| | |
|--|-----|
| Figura 24 – Forma típica do modelo de potências de Kishi & Chen (1987) | 81 |
| Figura 25 – Forma típica do modelo de potências de Ramberg-Osgood (1943)..... | 82 |
| Figura 26 – Propriedades das ligações representadas pelo modelo exponencial de Lui & Chen (1988) – Curvas momento-rotação..... | 84 |
| Figura 27 – Propriedades das ligações representadas pelo modelo exponencial de Lui & Chen (1988) – Curvas rigidez-rotação | 84 |
| Figura 28 – Forma típica do modelo exponencial de Yee & Melchers (1986) | 86 |
| Figura 29 – Forma típica do modelo de potências de Wu & Chen (1990)..... | 87 |
| Figura 30 – Modelo de elemento de pórtico semirrígido idealizado. | 88 |
| Figura 31 – Elemento de mola simulando uma conexão..... | 89 |
| Figura 32 – Elemento híbrido (viga-coluna) com molas de conexão adicionadas..... | 91 |
| Figura 33 – Notações para forças nodais do elemento de pórtico plano com ligações semirrígidas..... | 91 |
| Figura 34 – Deslocamento nodais do elemento na configuração deformada..... | 92 |
| Figura 35 – Base de coluna rotulada: a) com dois chumbadores; b) com 4 chumbadores; c) detalhe do chumbador. | 96 |
| Figura 36 – Base de colunas engastadas. | 96 |
| Figura 37 – Deformações das bases: a) rotulada com dois chumbadores; b) engastada com quatro chumbadores..... | 97 |
| Figura 38 – Dimensões e características da ligação de base; e o cálculo do comprimento efetivo do T-Stub. | 98 |
| Figura 39 – Comprimento de embutimento do parafuso no concreto e diâmetro do parafuso. | 99 |
| Figura 40 – Área efetiva para o cálculo da rigidez do bloco de concreto. | 100 |
| Figura 41 – Distribuição das forças internas para os três patamares da placa de base do estágio inicial ao estágio de colapso. | 102 |
| Figura 42 – Simulação mecânica dos componentes de deformação para cada patamar de análise..... | 102 |
| Figura 43 – Abordagem simplificada para ligação de placa de base de coluna do Eurocode 3 (2005)..... | 104 |
| Figura 44 – Pórtico simples: Geometria e carregamentos | 108 |
| Figura 45 – Distribuição dos momentos fletores (a) análise linear de primeira ordem e (b) análise plástica de segunda ordem; (a.1 e b.1) Viga-coluna e coluna-base rígidas; (a.2 e b.2) Viga-coluna rotulada e coluna-base rígida; (a.3 e b.3) Viga-coluna | |

| | |
|---|-----|
| semirrígida e coluna-base rígida; e (a.4 e b.4) Viga-coluna e coluna-base semirrígidas..... | 108 |
| Figura 46 – Pórtico de três pavimentos: geometria e carregamentos | 112 |
| Figura 47 – Distribuição dos momentos fletores. (a) análise linear e (b) análise inelástica de segunda ordem; (a.1 e b.1) Todas as ligações semirrígidas lineares; e (a.2 e b.2) Viga-coluna semirrígida linear e coluna-base rotulada..... | 113 |
| Figura 48 – Pórtico de cinco pavimentos deslocável: geometria e carregamentos . | 115 |
| Figura 49 – Pórtico de cinco pavimentos indeslocável: geometria e carregamentos | 115 |
| Figura 50 – Curvas de fator de carga x deslocamento para a análise de primeira ordem e de segunda ordem do pórtico deslocável. | 118 |
| Figura 51 – Curvas de fator de carga x deslocamento para a análise de primeira ordem e de segunda ordem do pórtico indeslocável. | 118 |
| Figura 52 – Curvas momento-rotação das ligações A, B, C e D | 121 |
| Figura 53– Curvas momento-rotação multilineares | 121 |
| Figura 54 – Pórtico de dois pavimentos: geometria e carregamentos..... | 122 |
| Figura 55 – Curva Força-Deslocamento do pórtico com base engastada..... | 123 |
| Figura 56 – Curva Força-Deslocamento do pórtico com base rotulada | 124 |
| Figura 57 – Determinação da carga crítica do pórtico (exemplo ilustrativo)..... | 125 |
| Figura 58 – Distribuição dos momentos fletores com ligação coluna-base rígida. (a) rígida; (b) semirrígida linear; (c) semirrígida multilinear; e (d) semirrígida não linear Kishi-Chen..... | 128 |
| Figura 59 – Distribuição dos momentos fletores com ligação coluna-base semirrígida linear. (a) rígida; (b) semirrígida linear; (c) semirrígida multilinear; e (d) semirrígida não linear Kishi-Chen | 128 |
| Figura 60 – Curva Fator de carga x Deslocamento do pórtico com ligação de base rígida | 130 |
| Figura 61 – Curva Fator de carga x Deslocamento do pórtico com ligação de base semirrígida | 130 |
| Figura 62 – Redistribuição do momento fletor do pórtico com ligação de base semirrígida linear; (a) ligação viga-coluna rígida; (b) ligação viga-coluna semirrígida linear; (c) ligação viga-coluna semirrígida não linear de Richard-Abbott..... | 133 |
| Figura 63 – Curva Fator de carga x Deslocamento horizontal do nó A do pórtico com base rotulada | 135 |

| | |
|---|-----|
| Figura 64 – Curva Fator de carga x Deslocamento horizontal do nó A do pórtico com base semirrígida | 135 |
| Figura 65 – Pórtico de três pavimentos e dois quadros: geometria e carregamentos | 137 |
| Figura 66 – Momento fletores do pórtico de Degertekin & Hayalioglu (2004) considerando ligações viga-coluna semirrígidas lineares. | 138 |
| Figura 67 – Momento fletores do pórtico de Degertekin & Hayalioglu (2004) considerando ligações viga-coluna semirrígidas não lineares de Kishi & Chen (1987)..... | 139 |
| Figura 68 – Curva Fator de carga x Deslocamento horizontal do Nó A do pórtico.. | 140 |
| Figura 69 – Curva fator de carga x deslocamento do pórtico com ligação coluna-base rígida e semirrígida linear. | 143 |
| Figura 70 – Curva Força x Deslocamentos do pórtico de Chen & Lui (1988) para as diferentes considerações de ligação coluna-base..... | 144 |
| Figura 71 – Detalhe da ligação de base adotada para o pórtico Chui & Chan (1997)..... | 145 |
| Figura 72 – Curva Fator de carga x Deslocamentos para o pórtico com ligações de base biapoada e semirrígida | 146 |
| Figura 73 – Curvas Fator de carga x Deslocamentos para o pórtico de Degertekin & Hayalioglu (2004) | 149 |
| Figura 74 – Características momento-rotação da ligação. (a) Configuração da ligação; (b) componentes de mola; (c) modelo de mola rotacional; (d) curva momento rotação | 171 |
| Figura 75 – Regiões para verificação da resistência em uma ligação viga-pilar com cantoneiras de topo e assento | 171 |
| Figura 76 – Simplificação da resposta momento-rotação. (a) Análise elástica global $M_{j,Ed} < 2/3 M_{j,Rd}$; (b) análise global elástica conservativa; (c) análise global elasto-plástica | 173 |
| Figura 77 – Cantoneira adotada após verificações de cálculo (dimensões em milímetros)..... | 174 |
| Figura 78 – Efeito da ligação na viga com carga uniformemente distribuída q. (a) biengastada; (b) birrotulada; (c) ligação semirrígida; (d) convenção matemática: (+) positivo, acima do eixo (azul), e (-) negativo, abaixo do eixo (vermelho). | 178 |

| | |
|---------------------------------|-----|
| Figura 79 – Linha de viga | 178 |
|---------------------------------|-----|

LISTA DE TABELAS

| | |
|---|-----|
| Tabela 1 – Constantes de padronização e ajuste de curvas para o modelo polinomial de Fyre & Morris (1975) (valores em polegadas) | 73 |
| Tabela 2 – Fatores de conversão para obter valores no SI..... | 75 |
| Tabela 3 – Parâmetro C1 da curva de potências de Kishi & Chen (1987)..... | 80 |
| Tabela 4 – Parâmetros de padronização e de ajuste de curvas utilizando o modelo de Ramberg-Osgood (1943), como proposto por Ang & Morris (1984). Unidades de dimensão em polegadas [in] e momentos em kip.in..... | 82 |
| Tabela 5 – Parâmetros do modelo exponencial de Lui & Chen..... | 85 |
| Tabela 6 – Valores dos coeficientes de rigidez a serem utilizados para cada patamar | 103 |
| Tabela 7 – Resultados comparativos dos momentos fletores do pórtico simples ... | 109 |
| Tabela 8 – Deslocamento horizontal do pórtico simples | 110 |
| Tabela 9 – Frequência fundamental de vibração do pórtico para os diversos modelos em estudo..... | 110 |
| Tabela 10 – Momentos fletores na viga 01 dos modelos analisados | 112 |
| Tabela 11 – Deslocamento horizontal do pórtico de três andares no Nó A..... | 114 |
| Tabela 12 – Momentos fletores no meio do vão das vigas 01 e 02 do pórtico sem contraventamento..... | 116 |
| Tabela 13 – Deslocamentos horizontais no nó A do pórtico | 117 |
| Tabela 14 – Frequências de vibração do pórtico..... | 119 |
| Tabela 15 – Parâmetros das ligações A, B, C e D para o comportamento multilinear..... | 122 |
| Tabela 16 – Frequências de vibração do pórtico..... | 123 |
| Tabela 17 – Valores de rigidez inicial e de carregamento crítico para cada ligação | 125 |
| Tabela 18 – Modelos de ligações adotados | 127 |
| Tabela 19 – Momento fletor do pórtico para diferentes considerações de ligação viga-coluna e coluna-base | 129 |
| Tabela 20 – Deslocamento horizontal (UX) do pórtico | 129 |
| Tabela 21 – Frequências de vibração do pórtico para as diferentes análises | 131 |
| Tabela 22 – Considerações para análise do pórtico | 132 |
| Tabela 23 – Momento fletor na viga para as diferentes considerações de análise . | 134 |

| | |
|--|-----|
| Tabela 24 – Momento fletor na base para as diferentes considerações de análise | 134 |
| Tabela 25 – Deslocamento horizontal no Nó A para as diferentes considerações de análise | 134 |
| Tabela 26 – Frequências de vibração para as diferentes considerações de análise | 136 |
| Tabela 27 – Perfis dos elementos de viga e coluna estruturais do pórtico para consideração de ligação rígida e semirrígida | 137 |
| Tabela 28 – Momentos fletores no meio do vão da viga | 139 |
| Tabela 29 – Deslocamento horizontal correspondente ao Nó A do pórtico..... | 140 |
| Tabela 30 – Frequências de vibração do pórtico..... | 141 |
| Tabela 31 – Parâmetros obtidos para a determinação da rigidez de base de Li <i>et al.</i> (2016)..... | 146 |
| Tabela 32 – Momentos fletores no meio do vão das vigas [kN.m] | 147 |
| Tabela 33 – Momentos fletores nas bases das colunas [kN.m] | 148 |
| Tabela 34 – Deslocamento horizontal do pórtico de Degertekin & Hayalioglu (2004)..... | 148 |
| Tabela 35 – Frequências de vibração do pórtico de Degertekin & Hayalioglu (2004)..... | 149 |
| Tabela 36 – Verificações de resistência nos componentes da ligação | 172 |
| Tabela 37 – Valor do coeficiente Ψ | 174 |
| Tabela 38 – Resistência e Rigidez dos componentes básicos da ligação cantoneira de topo e assento..... | 175 |
| Tabela 39 – Parâmetros característicos da ligação..... | 176 |

LISTA DE ABREVIATURAS E/OU SIGLAS

| | |
|-------------|--|
| ABNT | – Associação Brasileira de Normas Técnicas |
| CBCA | – Centro Brasileiro da Construção em Aço |
| CISC | – <i>Canadian Institute of Steel Construction</i> |
| CS-ASA | – <i>Non-linear Integrated Design and Analysis</i> |
| ELS | – Estado Limite de Serviço |
| ELU | – Estado Limite Último |
| ERP | – Método elástico com rótula plástica |
| EUROCODE | – <i>European Committee for Standardization</i> |
| FTOOL | – <i>Two-dimensional Frame Analysis Tool Program</i> |
| FTOOL/SRC | – <i>Two-Dimensional Frame Non-Linear Analysis Tool Program Incorporating Semi-Rigid Connections</i> |
| LRFD | – <i>American Load and Resistance Factored Design</i> |
| MEF | – Método dos Elementos Finitos |
| MEFP | – Método dos Elementos Finitos Posicional |
| NBR | – Norma Brasileira de Regulamentação |
| NIDA | – <i>Non-linear Integrated Design and Analysis</i> |
| PPGECC | – Programa de Pós-graduação em Engenharia de Construção Civil |
| P- Δ | – Efeito devido a não linearidade física do material |
| P- δ | – Efeito devido a não linearidade geométrica do material |
| RCRBSJ | – <i>Research Council on Riveted and Bolted Structural Joints</i> |
| RCSC | – <i>Research Council on Structural Connections</i> |
| RP | – Rótula Plástica |
| SAP | – <i>Structural Analysis Program</i> |
| SCDB | – <i>Steel Connection Data Bank</i> |
| SI | – Sistema Internacional |
| UFPR | – Universidade Federal do Paraná |
| WSA | – <i>World Steel Association</i> |
| ZP | – Zona Plástica |
| M- θ | – Momento-Rotação |

LISTA DE SÍMBOLOS

LETRAS ROMANAS MAIÚSCULAS

| | |
|---------------------|--|
| A_b | Área da haste |
| A_s | Área de tensão de um parafuso |
| C_1^* | Novo parâmetro de forma do modelo de potências de Yee & Melchers (1986) |
| C_{1i} e C_{2j} | Coeficiente para ajustamento de curva pela técnica dos mínimos quadrados |
| C_a | Constante de rotação para o modelo exponencial Lui & Chen (1988) |
| C_j | Constantes de ajuste da curva momento-rotação |
| C_{Lj} | Coeficiente de ajustamento para a porção linear da curva exponencial Kishi & Chen (1987) |
| E | Módulo de elasticidade do aço estrutural |
| E_c | Módulo de elasticidade do concreto |
| Fator k | Comprimento efetivo de flambagem |
| H | Função de Heavyside |
| I | Momento de inércia de uma seção transversal |
| I_z | Momento de inércia de uma seção transversal de uma viga |
| K_c | Valor médio entre o momento de inércia da seção e o vão da coluna |
| K_{ij} | Componentes de rigidez a flexão da viga |
| K_m | Parâmetro padronizado em função da geometria da ligação |
| K_v | Valor médio entre o momento de inércia da seção e o vão da viga |
| L | Vão da viga |
| L_b | Comprimento de alongamento do parafuso |
| L_{be} | Comprimento da parte do parafuso embutido no concreto |
| L_{bf} | Comprimento livre do parafuso |
| L_c | Vão da coluna |
| L_{eff} | Comprimento efetivo |
| L_v | Vão da viga |
| M | Momento fletor de engastamento perfeito |

| | |
|---------------|---|
| M_0 | Momento de referência |
| M_a | Momento correspondente no ponto a |
| M_b | Momento correspondente no ponto b |
| $M_{c,PL,Rd}$ | Momento fletor plástico de cálculo de uma coluna |
| M_c | Momento correspondente no ponto c |
| $M_{j,Rd}$ | Momento fletor resistente de cálculo de uma ligação |
| M_m | Momento fletor máximo antes do colapso |
| M_p | Momento plástico (de plastificação) |
| M_r | Momento fletor aplicado na ligação |
| M_r | Momento fletor devido à rotação relativa entre viga e coluna |
| M_{Rd} | Momento fletor resistente de cálculo |
| M_{rj} | Momento limite inferior no j-ésimo intervalo da curva |
| M_u | Momento fletor último (apresenta colapso) |
| $M_{v,PL,Rd}$ | Momento fletor plástico de cálculo de uma viga |
| N | Força axial |
| N | Newton |
| N/m | Newton por metro |
| $N_{1,2}$ | Força axial média |
| $N_{2,3}$ | Força axial alta |
| P_p | Carga no limite plástico |
| P_y | Carregamento aplicado |
| $R_{k,ini}$ | Rigidez rotacional inicial da ligação viga-coluna |
| R_k | Rigidez da ligação viga-coluna |
| R_{kab} | Rigidez secante entre os pontos a e b |
| R_{ki} | Rigidez inicial |
| R_{kp} | Rigidez plástica |
| R_{ks} | Rigidez secante |
| R_{kt} | Rigidez tangente |
| R_{ku} | Rigidez última |
| $S_{j,ini}$ | Rigidez rotacional inicial da ligação coluna-base |
| X | Valor de referência para determinação de C_1 da curva de potências de Kishi & Chen (1987) |

| | |
|-----------|--|
| X_{lim} | Valor limite de referência para determinação de C_1 da curva de potências de Kishi & Chen (1987) |
| $[K_e]$ | Matriz de rigidez equivalente |
| $[M_e]$ | Componentes de rigidez a flexão da viga |

LETRAS ROMANAS MINÚSCULAS

| | |
|----------|--|
| a_c | Extensão da base de concreto |
| a_p | Extensão efetiva da chapa de base da ligação coluna-base |
| b_c | Largura da base de concreto |
| b_p | Largura efetiva da chapa de base da ligação coluna-base |
| d_c | Diâmetro do chumbador |
| d | Diâmetro do parafuso |
| e | Excentricidade |
| f_{cd} | Resistência do concreto |
| f_{yp} | Tensão de escoamento do material da placa de base |
| f_j | Capacidade de carga do concreto |
| f_t | Tensão efetiva da parte de tração |
| h | Altura do bloco de concreto |
| h_c | Altura da base de concreto |
| in | Unidade de dimensão em polegada |
| kip | Unidade de momento quilo-libra |
| k_{10} | Rigidez do concreto |
| k_5 | Rigidez do parafuso |
| k_6 | Rigidez da placa de base |
| k_b | Coeficiente de ponderação para pórticos |
| k_j | Coeficiente de rigidez do componente j (fator de concentração) |
| k_p | Coeficiente da relação entre rigidez plástica e rigidez inicial |
| l_c | Comprimento de ancoragem do chumbador |
| l_r | Extensão da rosca do chumbador |
| m | Distância do centro do parafuso até a coluna |
| m | Momento adimensional |
| q | Valor do carregamento uniformemente distribuído sobre a viga |
| r | Braço de alavanca da fileira do parafuso da linha central |

| | |
|-------|---|
| r | Rotação adimensional |
| t | Espessura da placa de base |
| t_e | Altura de enchimento |
| t_p | Espessura da chapa de base da ligação coluna-base |
| z | Braço de alavanca |

LETRAS GREGAS MINÚSCULAS

| | |
|-----------------|--|
| θ_0 | Deformação rotacional da conexão |
| θ_a | Rotação relativa no ponto a |
| θ_b | Rotação estimada da ligação |
| θ_b | Rotação relativa entre viga e coluna no ponto b |
| θ_m | Rotação relativa de momento máximo |
| θ_p | Rotação plástica |
| θ_p | Rotação relativa entre viga e coluna no ponto de análise |
| θ_r | Rotação relativa entre viga e coluna |
| θ_u | Rotação última |
| θ_c | Rotação relativa entre viga e coluna no ponto c |
| $[\theta_e]$ | Matriz de rotação equivalente |
| ΔM | Momento nodal incremental |
| $\Delta \theta$ | Rotação nodal incremental |
| θ | Rotação relativa entre viga e coluna |
| λ | Carregamento incremental (fator de carga) |
| λ_e | Fator crítico de carga |
| λ_{lim} | Limite inelástico de carga |
| λ_p | Carga de colapso plástico |
| γ_{MO} | Fator de segurança parcial |
| μ | Valor entre a rigidez rotacional em relação ao momento |
| σ_{rc} | Máxima tensão de compressão residual da seção |
| σ_y | Tensão de escoamento do aço |
| Φ | Rotação relativa da viga (condição indeformada x deformada) |
| κ | Coeficiente que introduz o início da parte não linear da curva |
| ξ | Parâmetro de forma da curva |

SUMÁRIO

| | | |
|----------|---|-----------|
| 1 | INTRODUÇÃO | 26 |
| 1.1 | MOTIVAÇÃO | 28 |
| 1.2 | OBJETIVOS..... | 29 |
| 1.2.1 | Objetivo principal | 29 |
| 1.2.2 | Objetivos específicos..... | 29 |
| 1.3 | METODOLOGIA E ESTRUTURA DO TRABALHO | 30 |
| 2 | ESTADO DA ARTE..... | 32 |
| 2.1 | PESQUISAS EXPERIMENTAIS | 32 |
| 2.2 | FORMULAÇÕES MATEMÁTICAS..... | 33 |
| 2.3 | PESQUISAS NUMÉRICAS COMPUTACIONAIS | 34 |
| 2.4 | PESQUISAS SOBRE LIGAÇÃO COLUNA-BASE | 36 |
| 3 | COMPORTAMENTO E ANÁLISE DE ESTRUTURAS METÁLICAS | 38 |
| 3.1 | ANÁLISE LINEAR ELÁSTICA DE PRIMEIRA ORDEM..... | 39 |
| 3.2 | ANÁLISE INELÁSTICA DE SEGUNDA ORDEM..... | 40 |
| 4 | COMPORTAMENTO E MODELOS DE LIGAÇÕES | 45 |
| 4.1 | LIGAÇÕES METÁLICAS | 45 |
| 4.1.1 | Vantagens e Desvantagens Previstas no Uso de Ligações Semirrígidas .. | 50 |
| 4.1.2 | Tipos de Ligação | 51 |
| 4.1.3 | Pesquisa Experimental | 53 |
| 4.2 | PARÂMETROS DAS LIGAÇÕES..... | 54 |
| 4.2.1 | Pontos Característicos..... | 54 |
| 4.2.2 | Resistência da ligação..... | 55 |
| 4.2.3 | Rigidez da ligação | 56 |
| 4.2.4 | Ductilidade..... | 57 |
| 4.3 | CLASSIFICAÇÃO DAS LIGAÇÕES | 59 |
| 4.3.1 | Classificação da ABNT NBR 8800 (2008) | 60 |
| 4.3.2 | Classificação de Bjorhovde <i>et al.</i> (1990) | 61 |
| 4.3.3 | Classificação do Eurocode 3 (2005)..... | 62 |
| 4.3.4 | Classificação de Hasan <i>et al.</i> (1998) | 66 |
| 4.3.5 | Discussão | 67 |
| 4.4 | MODELOS DE CURVAS MOMENTO-ROTAÇÃO | 68 |
| 4.4.1 | Modelos com trechos lineares | 70 |

| | | |
|----------|---|------------|
| 4.4.2 | Modelo Polinomial | 72 |
| 4.4.3 | Modelo B-spline cúbico..... | 75 |
| 4.4.4 | Modelo de potências..... | 76 |
| 4.4.4 | Modelo Potencial de Richard & Abbott (1975)..... | 78 |
| 4.4.5 | Modelo potencial de Kishi & Chen (1987)..... | 79 |
| 4.4.6 | Modelo potencial de Ramberg-Osgood (1943)..... | 81 |
| 4.4.7 | Modelo exponencial de Lui & Chen (1986)..... | 83 |
| 4.4.8 | Modelo exponencial de Yee & Melchers (1986) | 85 |
| 4.4.9 | Modelo exponencial de Wu & Chen (1990) | 86 |
| 4.5 | ACOPLAMENTO DA RIGIDEZ..... | 87 |
| 4.6 | LIGAÇÃO COLUNA-BASE | 94 |
| 4.6.1 | Método das componentes para ligação coluna-base segundo Wald <i>et al.</i> (1996) | 97 |
| 4.6.1.4 | Determinação da rigidez rotacional | 100 |
| 4.6.2 | Método das componentes para ligação coluna-base segundo Li <i>et al.</i> (2016) | 103 |
| 5 | ESTUDOS DE CASOS..... | 107 |
| 5.1. | INFLUÊNCIA DO TIPO DE ANÁLISE ESTRUTURAL..... | 107 |
| 5.1.1. | Pórtico simples de Chan & Chui (2000)..... | 107 |
| 5.1.2. | Pórtico de três pavimentos de Chui & Chan (1997)..... | 111 |
| 5.1.3. | Pórtico de cinco pavimentos | 114 |
| 5.1.4 | Considerações parciais | 119 |
| 5.2 | INFLUÊNCIA DA LIGAÇÃO METÁLICA..... | 120 |
| 5.2.1 | Pórtico de dois pavimentos de Chen & Lui (1988)..... | 122 |
| 5.2.2 | Considerações parciais | 125 |
| 5.3 | INFLUÊNCIA DO MODELO DE CURVA MOMENTO-ROTAÇÃO DA LIGAÇÃO..... | 126 |
| 5.3.1 | Pórtico simples de Chan & Chui (2000)..... | 127 |
| 5.3.2 | Pórtico de três pavimentos de Chui & Chan (1997)..... | 131 |
| 5.3.3 | Pórtico de três pavimentos e dois quadros de Degertekin & Hayalioglu (2004) | 136 |
| 5.3.4 | Considerações parciais | 141 |
| 5.4 | INFLUÊNCIA DA LIGAÇÃO COLUNA-BASE | 142 |
| 5.4.1 | Pórtico simples de Chan & Chui (2000)..... | 143 |

| | | |
|----------|---|------------|
| 5.4.2 | Pórtico de dois pavimentos de Chen & Lui (1988)..... | 144 |
| 5.4.3 | Pórtico de três pavimentos de Chui & Chan (1997)..... | 145 |
| 5.4.4 | Pórtico de três pavimentos e dois quadros de Degertekin & Hayalioglu (2004) | 147 |
| 5.4.5 | Considerações parciais | 149 |
| 6 | CONCLUSÕES E SUGESTÕES DE CONTINUIDADE | 151 |
| 6.1 | CONCLUSÕES..... | 151 |
| 6.1.1 | Ligações viga-coluna | 151 |
| 6.1.2 | Ligações coluna-base..... | 154 |
| 6.2 | SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS | 155 |
| | REFERÊNCIAS | 157 |
| | ANEXO A – MÉTODO DAS COMPONENTES | 170 |
| | A.1 INTRODUÇÃO | 170 |
| | A.2 RESPOSTA DAS COMPONENTES | 170 |
| | A.3 RESPOSTA MOMENTO-ROTAÇÃO DA LIGAÇÃO | 172 |
| | A.4 RESULTADOS NUMÉRICOS | 174 |
| | ANEXO B – LINHA DE VIGA..... | 177 |

1 INTRODUÇÃO

No cenário mundial, observa-se um crescimento na produção e utilização do aço. Segundo o relatório “Steel Statistical Yearbook 2015” da WSA (*World Steel Association*), o crescimento da produção mundial de aço foi de 62,92% ao comparar o ano de 2014 com o ano de 2010, e de 120,29% ao comparar 2014 com 2000. Segundo Higaki (2014), as construções em aço têm avançado tanto na utilização quanto no desenvolvimento tecnológico, permitindo edifícios cada vez mais altos e com seus elementos formados por perfis mais adequados aos carregamentos a que estarão submetidos. Com isso, são necessários estudos mais avançados buscando desenvolver métodos e modelos de análises estruturais cujos resultados obtidos se aproximem do comportamento real das estruturas.

Segundo Chan & Chui (2000), a proposta do projeto estrutural é dimensionar estruturas que sejam capazes de suportar as cargas do ambiente a que estão sujeitas. Para isso, há dois estágios nos projetos estruturais: 1º – as forças atuando em cada membro da estrutura e nas ligações são determinadas; 2º – a capacidade de carga dos elementos estruturais é verificada de forma detalhada a partir de códigos e normas. Esses processos são limitados por não considerarem a iteração do comprimento efetivo e estabilidade entre os elementos e o sistema estrutural de forma direta, ou seja, não há comparação entre o membro isolado e o membro como parte da estrutura, não verificando a influência isolada ou a influência geral do elemento na estrutura, como realizado na análise inelástica de segunda ordem (CHEN *et al.*, 1996; QUEIROZ, 1992).

Uma importante idealização admitida nas análises estruturais é quanto às ligações entre os elementos, que, tradicionalmente são consideradas como perfeitamente rígidas (engastadas) ou idealmente rotuladas (flexíveis) em relação aos esforços solicitantes (RIBEIRO, 1998). Essa idealização presente nos programas e métodos utilizados no mercado de trabalho utiliza procedimentos pré-estabelecidos e que não permitem modificações de parâmetros, regras e normas de dimensionamento, uma vez que a programação ou o código computacional já está determinado.

Considerando a grande variedade de ligações, além da diversidade de configurações, meios e dispositivos de ligação, não é possível obter-se um perfeito engastamento nem uma rótula perfeita entre elementos estruturais de aço,

verificando-se que as ligações introduzem efeitos locais e imperfeições que podem induzir um comportamento de rigidez parcial das ligações, considerado como semirrigidez (MAGGI, 2000). Nos projetos estruturais a consideração da semirrigidez na etapa de projeto tem recebido cada vez mais atenção, devido à sua capacidade de dissipação de energia (FANG *et al.*, 2013). Ainda, apresenta eficiência no processo de fabricação devido a necessidade de uma ligação menos robusta ao comparar com a ligação rígida, assim, sendo necessária uma ligação com menos furos, menos parafusos, menos soldas, chapa menos espessas... consequentemente uma redução de material, tempo, uso de máquinas e mão de obra (FANG *et al.*, 2013).

As ligações representam uma parcela pouco significativa do peso da estrutura, porém, possuem custos de fabricação e montagem elevados. Logo, a consideração da semirrigidez das ligações ainda na concepção estrutural pode gerar soluções mais econômicas, embora sua consideração seja mais trabalhosa nas etapas de dimensionamento e análise estrutural (RAMIRES, 2010). Segundo Nguyen e Kim (2014), o comportamento real das conexões é não linear e, geralmente, representado nas análises estruturais pela relação momento-rotação de molas rotacionais de comprimentos nulos.

Logo, para descrever o comportamento semirrígido, faz-se necessário conhecer a resposta rotacional da ligação utilizada, por meio do comportamento momento-rotação ($M-\theta$), obtida normalmente por meios experimentais ou por modelos teóricos, matemáticos, empíricos ou semi-empíricos. Este comportamento, por sua vez, deve ser incorporado à análise estrutural para que se obtenham informações mais precisas sobre o desempenho da estrutura (BESSA, 2009).

Há ainda que se considere os tradicionais estudos sobre semirrigidez abrangendo ligações viga-coluna, outro campo que merece atenção são as ligações coluna-base, as quais apresentam também influência no comportamento estrutural, tanto em colunas isoladas, como também em pórticos (LAU *et al.*, 2003; HAYALIOGLU & DEGERTEKIN, 2005). Neste trabalho o método das componentes, proposto no Eurocode 3 (2005), para determinação da rigidez das ligações coluna-base é proposto segundo Wald *et al.* (1996) e segundo Li *et al.* (2016).

O avanço tecnológico tem permitido o aprimoramento de ferramentas de análise estrutural e desenvolvimento de novas técnicas e procedimentos que buscam representar o comportamento real da estrutura, a partir da consideração da semirrigidez da ligação. Dentre essas ferramentas, destacam-se as computacionais

(softwares e códigos computacionais) sendo aplicadas as técnicas relacionadas aos tipos de análises utilizadas, variando dentre análise linear, análise de 2ª ordem, à análise avançada. Outra alternativa, destaca-se as experimentais (ensaio).

Com a comprovação experimental da não linearidade do comportamento da curva $M-\theta$ da ligação, conclui-se que a análise linear pode não ser capaz de refletir o comportamento real de estruturas com ligações semirrígidas sob condições não usuais de carregamento ou sob carregamento limite. Por essa razão, diversas dessas normas como a *American Load and Resistance Factor Design* (LRFD) (1993, 2005), *British Standard* BS5950 (2000), Eurocode 3 (2005) e Australian AS4100 (1998)) têm incorporado recomendações para que os engenheiros estruturais considerem os efeitos de segunda ordem nas análises. A norma brasileira, NBR 8800 (2008), não apresenta detalhes para consideração da semirrigidez das ligações.

No presente trabalho, diversas estruturas presentes na literatura serão analisadas, que vai desde pórticos simples a estruturas mais complexas, cada uma com características específicas. Analisando-se os esforços, deslocamentos e frequências fundamentais de vibração, buscando-se verificar a influência da análise empregada, a influência do tipo de ligação utilizada, a influência dos modelos de curva momento-rotação e a influência da ligação coluna-base. Alguns questionamentos nortearam o desenvolvimento deste trabalho, como: Qual a influência ao considerar diferentes técnicas de análise estrutural? As variações da rigidez das ligações alteram de que forma os esforços na estrutura? Diferentes modelos de curva momento-rotação impactam o comportamento estrutural de que forma? A trajetória de deslocamentos sofre qual influência ao considerar a rigidez de base como semirrígida?

1.1 MOTIVAÇÃO

As considerações expostas na seção anterior, bem como, uma vasta literatura que dá sustentação para o desenvolvimento desta pesquisa e a existência de uma base computacional que permite análise de segunda ordem com a consideração da semirrigidez acopladas a ligação a partir de diversos modelos matemáticos, foram os fatores que motivaram a escolha desta linha de pesquisa para a presente dissertação de mestrado.

A consideração de ligações semirrígidas mostra que os esforços nas vigas se tornam menores ao comparar com a consideração tradicional rotulada, havendo uma redistribuição dos esforços para os elementos de ligação e colunas. Por outro lado, a consideração das ligações semirrígidas pode minimizar o custo global da estrutura, pois, quando comparadas à solução perfeitamente rígida, há uma redução do peso da estrutura devido a ligações mais leves e que envolvem menos componentes (soldas e parafusos); e quando comparadas à solução idealmente rotulada, há uma redução global da estrutura (materiais, mão de obra e montagem) (RAMIRES, 2010).

Evidentemente, a principal motivação deste trabalho tem caráter científico, mas sempre buscando estruturas mais econômicas resultantes de um projeto mais coerente e seguro, além da busca pelo desenvolvimento de novas tecnologias, materiais, métodos construtivos e qualificação da mão de obra, para assim, atender as demandas e necessidades que os projetos irão exigir.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo principal

Este trabalho tem como objetivo principal verificar e analisar a influência das ligações viga-coluna e coluna-base semirrígidas ao considerar diferentes técnicas de análise estrutural para edifícios de aço e ao considerar diferentes modelos que descrevem a curva momento-rotação da ligação.

1.2.2 Objetivos específicos

- a) Discutir as concepções dos modelos de análise estrutural adotados para a determinação dos esforços solicitantes, deslocamentos e frequências de vibração da estrutura; além de apresentar e discutir os modelos mecânicos utilizados para a determinação das curvas momento-rotação de ligações metálicas;
- b) Analisar a influência do comportamento dos pórticos ao considerar diferentes técnicas de análise estrutural, sendo elas a análise linear de primeira ordem e a análise inelástica de segunda ordem por meio de análise computacional utilizando o software NIDA (Non-linear Integrated Design and Analysis);

- c) Sugerir a eficiência e eficácia dos resultados obtidos a partir da consideração dos diferentes modelos de curvas momento-rotação e a respectiva influência nos modelos estruturais (esforços, deslocamentos e frequências de vibração) investigados utilizando o software NIDA; e
- d) Realizar o estudo estático e dinâmico (frequências de vibração) da influência da semirrigidez da ligação viga-coluna e da ligação coluna-base no comportamento da estrutura utilizando o software NIDA.

1.3 METODOLOGIA E ESTRUTURA DO TRABALHO

No presente trabalho, diversas estruturas presentes na literatura serão analisadas, desde pórticos simples à estruturas mais complexas, cada uma com suas características específicas. Serão realizadas análises de primeira e de segunda ordem, confrontando e comparando os resultados, considerando-se ainda a variação da rigidez das ligações viga-coluna e das ligações coluna-base. A rigidez da ligação viga-coluna varia conforme os modelos matemáticos apresentados neste trabalho, aplicando-os e aferindo-se seus resultados, buscando-se analisar a eficácia e a eficiência dos mesmos. A rigidez da ligação coluna-base é determinada pelo método das “componentes” (Eurocode 3, 2005), que considera a rigidez da ligação como linear, semirrígida. Com a consideração da semirrigidez a partir dos diversos modelos momento-rotação, avalia-se a influência sob a análise dinâmica modal (frequências de vibração) da estrutura, verificando os modos e as frequências naturais de vibração.

Para alcançar os objetivos propostos, este trabalho está dividido em 6 capítulos. A Introdução consiste nas considerações iniciais e nos objetivos já apresentados, além da estrutura deste trabalho. O capítulo 2 apresenta um aprofundado estado da arte, apontando os avanços nas variadas metodologias de pesquisa: experimentais, numéricas, matemáticas, computacionais e sobre ligações coluna-base; situando, assim, este trabalho num contexto global das pesquisas já publicadas.

O capítulo 3 detalha o comportamento e análise de estruturas metálicas. Esse capítulo tem como foco principal a consideração da estabilidade estrutural nas análises, podendo ser dividida em: análise linear de primeira ordem e a análise de segunda ordem.

A partir dos conceitos apresentados no capítulo 3, o capítulo 4 aborda os comportamento e modelos de ligações e seus comportamentos. Nele descreve-se desde conceitos fundamentais para a melhor compreensão das estruturas metálicas até o comportamento não linear das ligações, além dos tipos de ligações metálicas e as vantagens previstas com a consideração da semirrigidez. As classificações das ligações segundo normas atuais e segundo a concepção de diferentes autores são também apresentadas. Finalizando o capítulo, os modelos para descrever o comportamento momento-rotação das ligações viga-coluna e ligações coluna-base, além do procedimento para obtenção da matriz de rigidez modificada do elemento finito híbrido são apresentados.

O capítulo 5 apresenta as análises realizadas visando atingir os objetivos propostos para este trabalho. Assim, quatro subseções de resultados são descritas abordando: Influência do tipo de análise estrutural (5.1); Influência da ligação metálica (5.2); Influência do modelo de curva momento-rotação da ligação (5.3); e, Influência da ligação coluna-base (5.4).

Por fim, no capítulo 6 são apresentadas as conclusões e sugestões de continuidade da pesquisa.

2 ESTADO DA ARTE

No passado, as ligações metálicas entre as vigas e colunas eram executadas por meio de ligações com rebites, e as maiores preocupações eram sua resistência e sua boa execução. Atualmente as ligações em estruturas de aço são principalmente parafusadas ou soldadas e alguns pesquisadores iniciaram estudos para aprofundar o conhecimento sobre elas, a fim de, não somente preocupar-se com a determinação de esforços e deslocamentos, mas também, visando compreender seu real comportamento e estabelecer relações e padrões para o dimensionamento e avaliação da segurança. Nesse capítulo são apresentadas as principais pesquisas desenvolvidas nos últimos anos sobre ligações, sendo estas divididas em experimentais, matemáticas, numéricas e computacionais.

2.1 PESQUISAS EXPERIMENTAIS

As pesquisas experimentais caracterizam a base dos modelos matemáticos e analíticos para a determinação do comportamento das ligações, como será visto no Capítulo 4. Os primeiros experimentos para estudar a rigidez rotacional das ligações viga-coluna surgiram na década de 1910 com Wilson & Moore (1917) realizando ensaios experimentais da flexibilidade de juntas rebitadas. Desde então, inúmeros experimentos vêm sendo realizados. Os trabalhos de Young (1917), Young & Dunbar (1928), Young & Jackson (1934), Baker (1934), Pipard & Baker (1936) e Rathbun (1936) apresentaram os resultados de ensaios experimentais em dezenas de estruturas para obter as primeiras formulações e curvas momento-rotação da ligação, também conhecidas como curvas $M-\theta$. Posteriormente, Bell *et al.* (1958) realizaram ensaios considerando parafusos de alta resistência como elementos de fixação, e Sommer (1969) realizou 20 experimentos para analisar o comportamento de ligações soldadas de chapa de topo.

A partir dos ensaios experimentais verificou-se que o comportamento das ligações não pode ser considerado linear em sua relação com a flecha, com a rotação e com os momentos nas vigas (ALVARENGA, 2010). A década de 1980 foi o ápice dos ensaios experimentais. Jones *et al.* (1980, 1983) coletaram os resultados de um total de 323 ensaios nos seus 29 estudos. Goverdhan (1983) catalogou um total de 230 curvas experimentais de momento-rotação e criou uma base de dados digitalizada

sobre o comportamento das ligações. Ang & Morris (1984) coletaram 32 resultados experimentais durante o período de 1934 a 1976, agrupando as ligações ensaiadas em cinco tipos diferentes, nomeadas como ligação com cantoneira simples de alma, ligação com cantoneira dupla de alma, ligação com placa de extremidade, ligação com cantoneira de topo e assento e ligação T-Stub. Nethercot (1985a, 1985b) examinou e avaliou mais de 800 ensaios individuais em mais de 70 experimentos. Ampliando a base de dados de Goverdhan, Kishi & Chen (1986a, 1986b) criaram uma base de dados com 303 testes experimentais, os quais foram classificados em sete tipos de ligações, sendo elas: ligação com cantoneira simples e dupla de alma, ligação de cantoneira de topo e assento com e sem cantoneira de alma, ligação com chapa de topo estendida e não estendida, e ligação T-Stub. Essa base de dados deu origem ao programa computacional de banco de dados: *Steel Connection Data Bank* (SCDB), tornando possível tabular e plotar a curva momento-rotação característica dos sete tipos de ligações viga-coluna, além de suas propriedades analíticas (KISHI, 1994).

2.2 FORMULAÇÕES MATEMÁTICAS

As centenas de ensaios experimentais deram origem a diversas formulações matemáticas utilizadas para a determinação da curva momento-rotação, como será apresentado no Capítulo 4. Dentre os modelos, é importante destacar o Modelo Polinomial, desenvolvido por Fyre & Morris (1975) a partir dos 145 resultados obtidos de testes realizados entre 1936 e 1970 e adaptados por Sommer (1969), o Modelo Exponencial desenvolvido por Kishi & Chen (1986a, 1986b) com os dados oriundos dos mais de 300 experimentos reunidos em suas bases de dados, e o Modelo Ramberg-Osgood, desenvolvido por Ramberg & Osgood (1943) e então padronizado por Ang & Morris (1984).

Ao mesmo tempo em que os trabalhos experimentais estavam sendo desenvolvidos, diversas normas e códigos foram publicados apresentando especificações e considerações sobre ligações metálicas. Em 1947 é criado o *Research Council on Riveted and Bolted Structural Joints* (RCRBSJ), atualmente denominado de *Research Council on Structural Connections* (RCSC), que em 1949 publicou a primeira especificação para ligações utilizando parafusos de alta resistência, e a possibilidade de substituir rebites por parafusos (MAGGI, 2004). Recentemente, a influência das ligações semirrígidas é reconhecida em diversas

normas internacionais, como a *American Load and Resistance Factor Design* (LRFD) (1993, 2005), *British Standard* BS5950 (2000), Eurocode 3 (2005) e Australian AS4100 (1998).

2.3 PESQUISAS NUMÉRICAS COMPUTACIONAIS

As pesquisas numéricas computacionais buscam, através da utilização de algoritmos, resultados numéricos dos problemas analisados modelando-os matematicamente, e modelagem via código computacional buscando analisar o comportamento estrutural. A modelagem numérica surge a partir da década de 1940, quando, segundo Zienkiewicz *et al.* (2005), se iniciou o desenvolvimento do Método dos Elementos Finitos (MEF), a partir daí, surgiram os primeiros estudos abordando estruturas metálicas com ligações semirrígidas. Centenas de pesquisadores desenvolveram modelos e soluções computacionais para análise de estruturas metálicas e posteriormente, para a consideração da influência da semirrigidez das ligações. Lightfoot & Baker (1961) apud Jones *et al.* (1983) elaboraram uma solução computacional para análise de pórticos planos com ligações elásticas, empregando em forma matricial as equações clássicas do método dos deslocamentos.

Na década de 1980, Jones *et al.* (1980), Jones *et al.* (1983), Tarpy & Cardinal (1981) e Lui & Chen (1986) desenvolveram trabalhos com o intuito de analisar o comportamento de diversos tipos de ligações metálicas. A partir da década de 1990 os softwares passaram a apresentar avançados recursos gráficos e análises de tensão e deformação mais completas. Merecem destaque os trabalhos de Bahaari & Sherbourne (1994), Queiroz (1995) (um dos pioneiros no Brasil na utilização do MEF para análise de ligações semirrígidas), Bahaari & Sherbourne (1996), Monteiro (1997), Foley & Vinnakota (1997), Foley & Vinnakota (1999) e Mello (1999). Foley & Vinnakota (1997) desenvolveram um elemento finito, para realizar análise inelástica de segunda ordem de estruturas de aço, em que a plasticidade foi considerada nas seções transversais e ao longo do comprimento das barras de pórticos planos de aço de pequeno porte.

Merece destaque o trabalho desenvolvido por Pinheiro (2003), na qual desenvolveu uma implementação computação de formulações geometricamente não-lineares para a análise estática não-linear de pórticos planos com ligações semirrígidas. Em 2009, Silva amplia o estudo iniciado por Pinheiro (2003) com o

desenvolvimento de uma ferramenta computacional para análise avançada (conceito posteriormente descrito) estática e dinâmica de estruturas metálicas com a consideração de ligações semirrígidas. Ainda, Del Savio *et al.* (2009), propuseram um modelo generalizado para ligações viga-coluna semirrígidas incluindo a força axial pela interação do momento fletor. O trabalho descreve como utilizar este modelo para prever curvas momento-rotação para qualquer nível de força axial. Reis (2012), por sua vez, utiliza o Método dos Elementos Finitos Posicional (MEFP) para análise não linear geométrica de estruturas considerando a semirrigidez implementado no software AcadFrame.

A partir da década de 2000, a análise estrutural busca o refinamento dos processos de cálculo, e os programas computacionais realizam análises em estruturas mais complexas. Chen (1988), King (1994), Chui & Chan (1997), Mello (1999), Sekulovic & Salatic (2001) e Oliveira (2003) realizaram análises não lineares das ligações; e Landermann & Batista (2005) elaboraram um código computacional para realizar análise avançada de estruturas. O conceito de análise avançada é uma concepção que surge a partir da introdução de condições reais nas análises, onde “os resultados obtidos passam a reproduzir razoavelmente os de laboratório, de tal forma que ficam desnecessárias verificações complementares de barras individualmente no plano da análise, já que o limite de estabilidade ou de resistência, assim determinado, é muito preciso” (ALVARENGA, 2010). Essa nova concepção se denominou “Análise Avançada” (ou “Análise Direta”) porque é um processo de análise que constitui dimensionamento (CLARKE *et al.*, 1992).

Del Savio *et al.* (2005a, 2005b), programaram uma extensão do software FTOOL, chamado FTOOL/SRC, que realiza análise plástica não linear com a consideração da semirrigidez com um elemento corrotacional (molas rotacionais com rigidez rotacional e molas translacionais com rigidez axial e translacional). O estudo de Castro (2006) merece destaque por analisar a influência das ligações metálicas na resposta dinâmica não linear, assim como os trabalhos posteriores de Silva *et al.* (2008) e Coda & Paccola (2014). Atualmente, as análises estão cada vez mais completas e complexas, os trabalhos realizam análises dinâmicas não lineares com a consideração de colapso, além da não linearidade geométrica e física da estrutura, como apresentado no trabalho de Yu & Zhu (2016).

Já para o estudo de modelagem de ligações semirrígidas realizado nesse trabalho, é importante apresentar e destacar os trabalhos que utilizam softwares

computacionais para análise do comportamento estrutural tanto para ligações viga-coluna, quanto para ligações coluna-base. Além disso, no livro de Chan & Chui (2000) há um vasto apanhado dos estudos realizados sobre ligações semirrígidas no que se refere a comportamento, modelagem e análise não linear. Outros livros que apresentam amplos estudos sobre estruturas metálicas com ligações semirrígidas são Chen & Lui (1991), Chen & Toma (1994), Chen & Sohal (1995), Chen (2000) e Chan & Zhou (2000).

Quando se trata de análise computacional com o auxílio de softwares consagrados, como será o foco dessa dissertação, merecem destaque diversos trabalhos que utilizam o software SAP2000 como ferramenta de análise computacional: Mello (1999), Sekulovic *et al.* (2002), Castro (2006), Türker *et al.* (2009), Nguyen & Kim (2013), Hung *et al.* (2017) e Ozel *et al.* (2017). O software ANSYS é outra ferramenta consagrada nos trabalhos de análise de ligações semirrígidas, como nos trabalhos de Bahaari & Sherbourne (1994), Castro (2006), Silva *et al.* (2008), Bessa (2009), Ma *et al.* (2015), Vilela (2016), Hung *et al.* (2017) e Ozel *et al.* (2017). Outro software, pouco difundido no meio acadêmico em âmbito nacional, mas de grande prestígio internacional, é o NIDA – *Non-linear Integrated Design and Analysis* –, desenvolvido pelo professor Siu-Lai Chan em 1997 e que será empregado no presente estudo, além de utilizado para análise estrutural em Chan & Zhou (1998), Chan (2000), Chan & Zhou (2000), Chan & Cho (2008) e Cho & Chan (2008).

2.4 PESQUISAS SOBRE LIGAÇÃO COLUNA-BASE

As bases das colunas constituem uma parte pouco lembrada quando se fala da influência da semirrigidez das ligações. Será abordada neste trabalho a consideração da rigidez parcial das ligações coluna-base baseada em estudos da literatura, uma vez que não se dispõem de curvas $M-\theta$ bem calibradas (ALVARENGA, 2010). Os primeiros estudos dessas ligações surgem com Salmon *et al.* (1955), seguidos por Wolf & Sarisley (1980), que analisaram bases à compressão excêntrica e Thambiratnam & Paramasivam (1986), que avaliaram a espessura das chapas de base à compressão. Trabalhos experimentais também foram desenvolvidos para buscar compreender o comportamento das ligações. Merecem destaque Wald *et al.* (1996) e Jaspart & Vandegans (1998), que realizaram diversos ensaios e

desenvolveram fórmulas analíticas com o método das “componentes”, onde, o primeiro trabalho foi definido a rigidez da ligação e o segundo propôs curvas $M-\theta$. Targowski *et al.* (1993) realizaram um estudo experimental e numérico considerando a não linearidade geométrica do material (detalhado na seção 3.3) e do contato da ligação com a fundação, e mais recentemente Melenciuc *et al.* (2015) também realizaram ensaios para determinar o comportamento das ligações com a aplicação de carga e descarga. A partir da formulação do método das “componentes” para ligações coluna-base, diversos trabalhos foram elaborados aplicando esse método, dentre eles: Jaspart & Vandegans (1996), Wald *et al.* (2000), Wald (2000), Hensman & Nethercot (2001), Degertekin & Hayalioglu (2004), Wald *et al.* (2008) e Bučmys & Dališanskis (2012). Ainda, trabalhos mais recentes apresentam o emprego do método das componentes com as considerações do Eurocode 3 (2005), como Li *et al.* (2016). A consideração da semirrigidez nas ligações coluna-base tem sua influência no comportamento estrutural comprovada, tanto em colunas isoladas, quanto em pórticos (LAU *et al.*, 2003; HAYALIOGLU & DEGERTEKIN, 2005), o que justifica a sua inclusão neste estudo.

3 COMPORTAMENTO E ANÁLISE DE ESTRUTURAS METÁLICAS

O objetivo da análise estrutural é determinar tensões, deformações, esforços internos e deslocamentos para uma certa estrutura que apresenta determinado carregamento e condições de contorno definidas. Alvarenga (2010) afirma que a análise estrutural pode ser vista como uma ciência, e que essa se baseia nos aspectos fundamentais: estabilidade e plasticidade (resistência). Esses aspectos são descritos a seguir:

- a) A estabilidade: a flambagem pode se manifestar de forma a prejudicar a utilização da estrutura ou parte dela. Quando o membro é solicitado por um momento e/ou uma força de compressão, pode tornar-se instável e a falha pode ser devido à flambagem, ao escoamento do material ou devido a outras combinações, a chamada flambagem elasto-plástica; isso pode ser considerado como um fenômeno de deterioração da rigidez da estrutura (CHAN & CHUI, 2000).

A instabilidade é um fenômeno onde a estrutura se deforma de maneira não proporcional, reduzindo sua rigidez e alterando sua geometria a partir de um incremento de carga (CHAN & CHUI, 2000). A estabilidade dos elementos e sistemas estruturais é considerado de forma independente, de modo que a interação entre os dois ocorre pelo uso do comprimento efetivo (fator k) (CHEN *et al.*, 1996). Quando as rigidezes relativas das vigas e das colunas são conhecidas, o comprimento efetivo pode ser definido computacionalmente utilizando análise de bifurcação (problema de autovalores). Com isso, no dimensionamento e análise de estruturas, a instabilidade precisa ser avaliada para garantir a segurança da construção;

- b) Resistência: a plasticidade se caracteriza pela ductilidade em estruturas metálicas. Com o aumento do incremento de carga pode ocorrer a degradação da rigidez da estrutura, e a ductilidade do aço permite a redistribuição de forças internas do sistema estrutural. A degradação da rigidez ocorre devido à associação dos efeitos de 2ª ordem, que serão abordados na subseção 3.2. Com a redistribuição dos esforços ocorre um aproveitamento da resistência extra de outros elementos da estrutura, obtendo como benefício secundário uma economia na construção e uma segurança mais uniforme na estrutura (ALVARENGA, 2010);

A engenharia estrutural, compreendida como uma ciência, permite projetar estruturas com garantia de estabilidade e resistência, aproveitando sua capacidade de suportar cargas maiores (ao considerar a redistribuição de esforços), minimizando custos e material (peso, tempo e processos) e, para alcançar tudo isso, empregando-se recursos numéricos computacionais (ALVARENGA, 2010).

O procedimento para análise pode ser realizado de diversas maneiras, e neste trabalho serão abordados dois grupos ao considerar a estabilidade: análises lineares elásticas de primeira ordem e análises inelásticas de segunda ordem. A seguir, apresenta-se um aprofundamento sobre os procedimentos de análises.

3.1 ANÁLISE LINEAR ELÁSTICA DE PRIMEIRA ORDEM

Atualmente análises lineares são as mais utilizadas entre projetistas, e os resultados obtidos nessas análises são utilizados como base para cálculo de deslocamentos, deformações, esforços internos e tensões a serem utilizados no dimensionamento estrutural. Chen *et al.* (1996) apresentam dois estágios na análise: primeiro – as forças atuantes sobre os elementos estruturais e sobre as ligações são determinadas através de análise estrutural, não havendo a consideração da estabilidade dos membros e do sistema estrutural, e, segundo – os membros da estrutura e os detalhes das ligações são dimensionados pela capacidade resistente do elemento e pelo critério de tensão local para as ligações, que envolve verificar os membros e as ligações a partir das prescrições de códigos e normas.

Chan & Chui (2000) apresentam que, para esse tipo de análise algumas idealizações e simplificações são assumidas:

- a) Os membros são elementos de linha somente com dimensão longitudinal e se interceptam em pontos;
- b) Material considerado homogêneo e isotrópico;
- c) Distorções (empenamento) e deformações de cisalhamento são ignoradas na prática;
- d) Na análise elástica linear de 1ª ordem, a deformação é proporcional à tensão e, a rigidez e as tensões não são afetadas pelas pequenas mudanças da geometria; e
- e) A contribuição de membros secundários é ignorada na determinação da rigidez global da estrutura.

Na consideração da análise linear, três condições básicas devem ser atendidas: compatibilidade, equilíbrio e relações constitutivas. Chan & Chui (2000) complementam que a deflexão da estrutura é assumida como muito pequena e os efeitos de segunda ordem (geométricos) são ignorados. A rigidez dos membros estruturais é constante e independe da presença de forças axiais, ignorando-se o efeito de não linearidade física e o efeito de não linearidade geométrica, os quais serão discutidos na subseção 3.2 deste capítulo.

Uma das desvantagens da análise elástica linear tem sido sua incapacidade de refletir o comportamento real de estruturas quando carregamentos não usuais ou carregamentos limites estão atuando, uma vez que todas as estruturas comportam-se de forma não linear antes de atingir seus limites de resistência (PINHEIRO, 2003). A consideração básica dessa análise não possibilita a avaliação adequada da estabilidade ou da resistência última da estrutura, sendo para isso necessário ampliar a eficiência da análise e levar em consideração os efeitos de segunda ordem.

3.2 ANÁLISE INELÁSTICA DE SEGUNDA ORDEM

Durante a análise linear de estruturas, a força é assumida linearmente proporcional ao deslocamento e o princípio de superposição dos efeitos pode ser aplicado para obter o diagrama final de esforços internos. A resposta não linear de uma estrutura, isto é, a flambagem, é então verificada pelas fórmulas constantes nos códigos ou normas nacionais. Esta técnica de superposição dos efeitos não pode ser aplicada a uma análise não linear porque a resposta estrutural é afetada pela interação entre cargas e deformações e, portanto, não podem ser isoladas umas das outras (CHAN & CHUI, 2000).

Procura-se com a análise não linear melhorar a simulação do comportamento de uma estrutura em alguns aspectos, ou seja, uma modelagem mais realista a partir da consideração apropriada dos efeitos relacionados às não linearidades que afetam o comportamento estrutural.

Problemas não lineares apresentam duas considerações de não linearidade. A primeira consiste na não linearidade do material ou não linearidade física, efeito secundário $P-\delta$, resultado da mudança de rigidez dos elementos devido à presença de tensões e deformações ao longo do comprimento. Isso decorre do fato do material não apresentar uma relação tensão-deformação linear, ou seja, o comportamento do

material não é elástico linear e consequentemente a Lei de Hooke não é válida (SILVA, 2009). O principal problema computacional na análise envolvendo não linearidade do material (não linearidade física) é que as equações de equilíbrio devem ser escritas para a estrutura utilizando propriedades do material que dependem das deformações, a qual, no entanto, inicialmente não é conhecida (PINHEIRO, 2003). A segunda classe consiste na não linearidade geométrica, efeito secundário $P-\Delta$, que é produzida por deformações finitas causadas por certo carregamento aplicado. Há ainda uma terceira classe de não linearidade, o efeito $M-\Phi$, relacionado ao acréscimo de momentos provocados pela rotação da seção da extremidade da barra. Como o giro Φ normalmente é da ordem de miliradianos [mrad], esse efeito é ignorado ou menos expressivo (ALVARENGA, 2010).

A análise de segunda ordem é complexa e muitas vezes necessita de processos iterativos, isso porque a presença de forças ou cargas altera a geometria estrutural e a rigidez do elemento (CHEN *et al.*, 1996). Um dos métodos consagrados para análise geral não linear é o método de Newton-Raphson, onde a iteração é ativada para obter a condição de equilíbrio entre as forças aplicadas e a resistência estrutural interna dentro de um passo de carga. Ao contrário do método incremental puro em que nenhuma verificação de equilíbrio é realizada, a força desequilibrada é dissipada através do procedimento iterativo e, portanto, pode ser eliminada por este método (CHAN & CHUI, 2000).

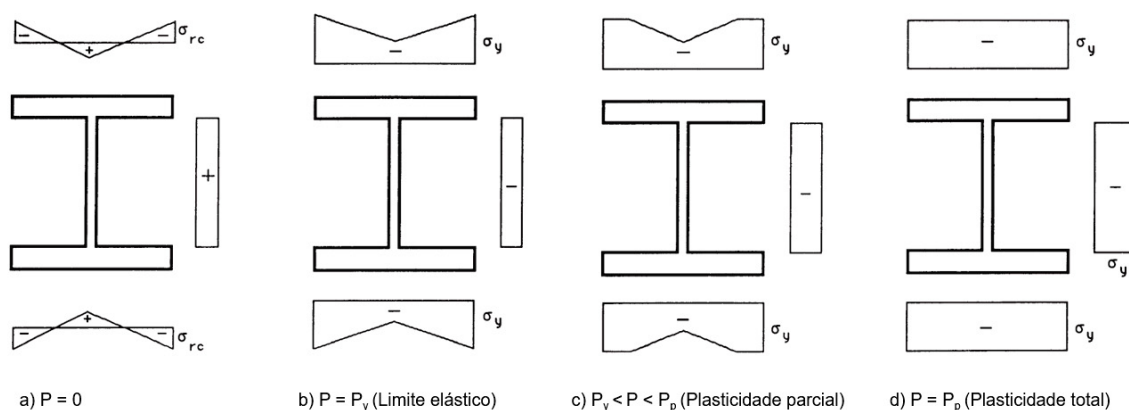
Na análise não linear física é levada em consideração a perda de rigidez do material a partir do aumento dos incrementos de carga. A partir de um certo nível de carga, alguns membros estruturais acumulam deformações permanentes chamadas deformações plásticas, ocorrendo a chamada plastificação desses elementos (SILVA, 2009). Os pontos onde atua o momento máximo (chamado de momento plástico M_p) passam a se comportar como rótulas para novos acréscimos de carga, as chamadas rótulas plásticas (RP) (ALVARENGA, 2010).

A análise inelástica pode ser dividida em duas categorias: análise de plasticidade concentrada e análise da propagação da plasticidade. Na primeira análise, o comportamento inelástico é aproximado por rótula plástica de comprimento nulo e, durante o estágio de carregamento a resposta da seção transversal é assumida como perfeitamente plástica. A análise da plasticidade concentrada é dividida em primeira e segunda ordem: a de primeira ordem considera configuração indeformada da estrutura, capacidade última de carga e métodos estáticos de análise plástica;

enquanto que a análise de segunda ordem aborda a configuração deformada da estrutura e os efeitos sob a estabilidade. A análise de propagação da plasticidade considera o efeito não linear das rótulas plásticas ao longo do comprimento e através da seção transversal dos membros, além disso, combina a teoria da elasticidade com a teoria da plasticidade, conduzindo para uma análise inelástica direta de resistência e estabilidade (CHEN *et al.*, 1996).

O principal benefício da análise de segunda ordem é ser responsável pela redistribuição das forças internas depois que a resistência dos membros foi alcançada (CHEN *et al.*, 1996). Assim, a análise, apesar de mais complexa, torna o comportamento estrutural mais real e o dimensionamento mais econômico. É econômico porque, em uma determinada seção atua uma carga mais elevada com base no método plástico do que no método elástico, sendo essa uma estimativa mais realista da capacidade máxima de carga da estrutura (CHEN & SOHAL, 1995). A Figura 1 apresenta a redistribuição dos esforços internos de uma seção transversal metálica, sendo P o carregamento aplicado; P_y a carga no limite elástico; σ_y a tensão de escoamento do aço; σ_{rc} a máxima tensão de compressão residual da seção; e P_p a carga no limite plástico.

Figura 1 – Distribuição dos esforços da seção. a) tensões residuais; b) tensões no início do escoamento da seção (ou limite elástico de carga); c) tensões elasto-plásticas; e d) tensões no estado plástico limite.



FONTE: Adaptado de Chen & Sohal (1995).

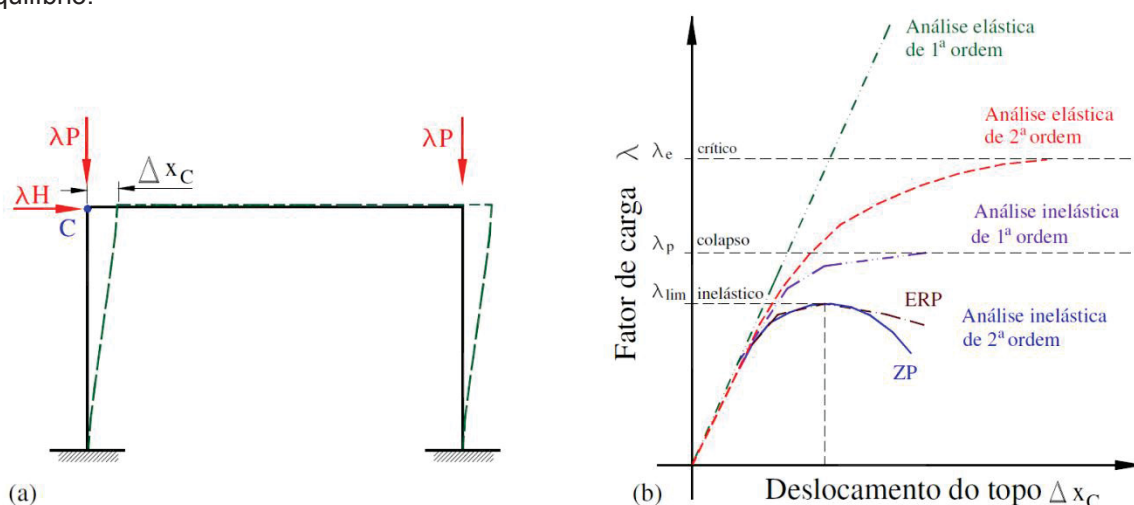
Com os conceitos e tipos de análises apresentadas, é importante definir o comportamento estrutural que surge a partir dos diversos métodos apresentados. A Figura 2 apresenta a trajetória de equilíbrio de uma estrutura com um carregamento incremental (λ) caracterizada para cada método empregado. Na análise elástica de primeira ordem o comportamento é linear e não apresenta nenhuma restrição do fator de carga. Nas demais análises de segunda ordem é possível observar fatores críticos

no comportamento. Na análise elástica de segunda ordem define-se o fator crítico (λ_e) que provoca a flambagem elástica. No método plástico aplicando-se o método elástico com rótula plástica (ERP) define-se a carga de colapso plástico (λ_p). Observa-se ainda o máximo fator de carga que a estrutura pode suportar a partir do método da zona plástica (ZP), o limite inelástico (λ_{lim}).

Em uma análise com a plasticidade introduzida, os pontos onde atuam o momento máximo (chamado de momento plástico M_p) passam a comportar-se como rótulas para novos acréscimos de carga, e assim são definidas as rótulas plásticas (RP) (ALVARENGA, 2010). E uma das abordagens utilizadas na análise de segunda ordem, é chamada de distribuída, dita como zona plástica (ZN), na qual se avalia a plasticidade ao longo de toda a barra, seja empregando as relações momento/axial/curvatura, ou monitorando subvolumes ditos “fatias” (ALVARENGA, 2010).

Mesmo com esse grau de refinamento na análise estrutural a fim de definir os membros do sistema para que apresentem uma melhor estabilidade e capacidade resistente para atender às solicitações encontradas, percebe-se que os resultados numéricos ainda não reproduzem adequadamente os ensaios experimentais (SILVA, 2009). Outras considerações ainda devem ser incluídas, que interajam, seja com a estabilidade, seja com a plasticidade das estruturas reais. Essa melhor adequação com os resultados experimentais tem sido buscada através da chamada Análise Avançada.

Figura 2 – Tipos de respostas dos métodos de análise estrutural: a) Portal simples; b) Trajetórias de Equilíbrio.



FONTE: Chen *et al.* (1996) adaptado por Alvarenga (2010).

Ná década de 1990, Chen *et al.* (1996) afirmavam que no século seguinte os métodos de dimensionamento e estado da arte das análises estruturais seriam baseados na Análise Avançada. Neste trabalho serão abordadas análises lineares de primeira ordem e análises inelásticas de segunda ordem (ditas “análise direta” ou “análise avançada”). Abordagens aprofundadas das considerações e aplicações da Análise Avançada serão apresentadas no Capítulo 5, e ainda, podem ser encontradas em Silva (2009), Alvarenga (2010), Gulbrandsen & Petersen (2013) e Nguyen & Kim (2014).

A aplicação das análises aqui apresentadas será realizada em estruturas metálicas com ligações semirrígidas. No capítulo 4 será abordado e aprofundado o comportamento e os modelos matemáticos para a determinação da rigidez das ligações.

4 COMPORTAMENTO E MODELOS DE LIGAÇÕES

Este capítulo é composto por seis seções e representa uma revisão bibliográfica sobre o tema ligações metálicas. Inicialmente, na seção 4.1, apresentam-se o conceito de ligação, as tradicionais idealizações e comportamentos, as vantagens previstas com as considerações das ligações semirrígidas e os tipos de ligações. Na seção seguinte, 4.2, abordam-se os principais parâmetros das ligações e suas características. Na terceira seção 4.3, mostram-se algumas classificações das ligações segundo normas consagradas e segundo alguns autores da literatura, e na seção seguinte 4.4, apresentam-se alguns modelos matemáticos para determinação das curvas momento-rotação que descrevem o comportamento das ligações. Na quinta seção, 4.5, tem-se a determinação do elemento híbrido ao acoplar a rigidez da ligação na matriz de rigidez global do elemento. Na sexta seção, mostra-se um estudo das ligações coluna-base e a determinação da rigidez inicial da ligação a partir dos modelos propostos por Wald *et al.* (1996) e Li *et al.* (2016).

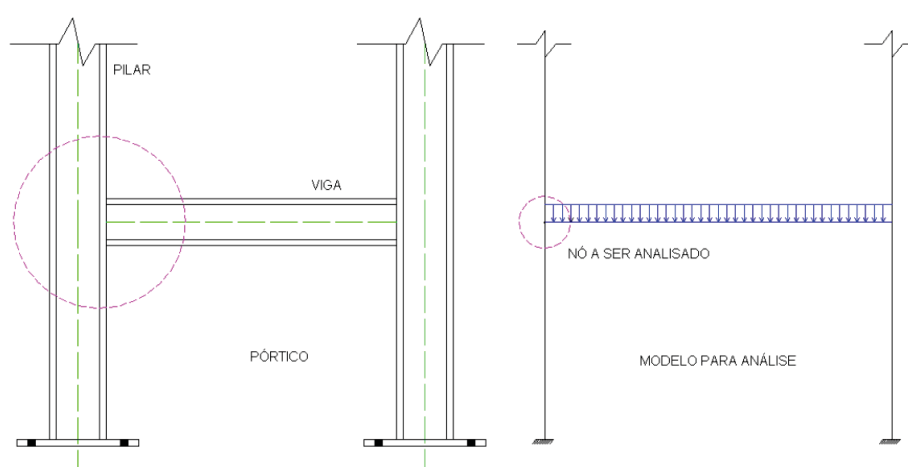
4.1 LIGAÇÕES METÁLICAS

O termo ligação metálica é aplicado a todos os detalhes construtivos que promovam a união de partes da estrutura metálica entre si ou sua união com elementos externos a ela (CBCA, 2011). Convencionalmente na análise e dimensionamento de estruturas metálicas, ligações viga-coluna eram idealizadas de uma das seguintes maneiras:

- a. Perfeitamente rígidas: admitia-se que a viga acompanharia o movimento de giro da coluna, de tal forma a manter o mesmo ângulo relativo formado entre os elementos estruturais antes e depois do carregamento, com a respectiva deformação, permitindo a total transmissão do momento fletor. Essa consideração é ilustrada na Figura 4, considerando o pórtico ilustrado na Figura 3, ou;
- b. Idealmente rotulada ou flexível: aceitava-se que a ligação seria tão flexível que o valor do momento fletor absorvido seria desprezível, não ocorrendo continuidade rotacional, permitindo que a viga e a coluna possuam rotação relativa entre si. Essa consideração é ilustrada na Figura 5.

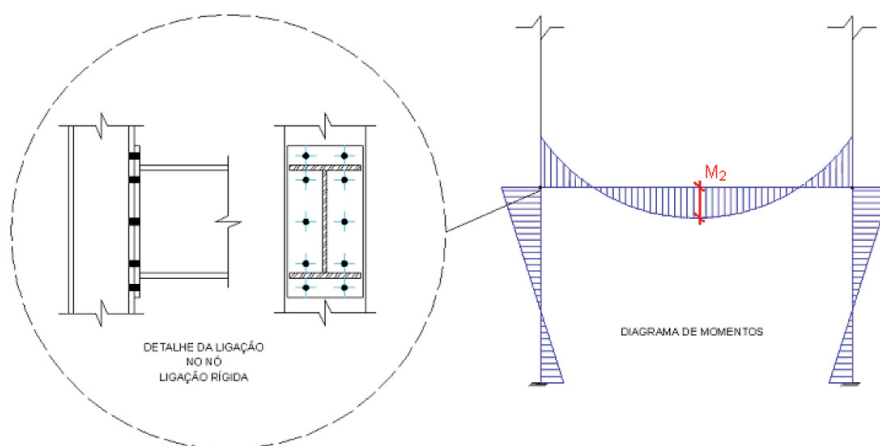
A adoção de uma ligação como perfeitamente rígida leva o projetista a subestimar os deslocamentos e superestimar os esforços na região das ligações; e adotando-se as ligações como perfeitamente flexíveis leva-se ao dimensionamento de vigas mais robustas devido ao fato de que os momentos fletores no meio do vão são superestimados (HIGAKI, 2014). O pressuposto da ligação rígida implica que a rigidez da conexão em relação à rigidez da viga e da coluna é muito grande, enquanto que a suposição da ligação flexível considera a rigidez da ligação muito pequena comparada com a rigidez dos elementos conectados (CHAN & CHUI, 2000).

Figura 3 – Pórtico e respectivo modelo para análise.



FONTE: Barbosa (2006).

Figura 4 – Diagrama de momentos fletores para o nó rígido e detalhe da conexão.

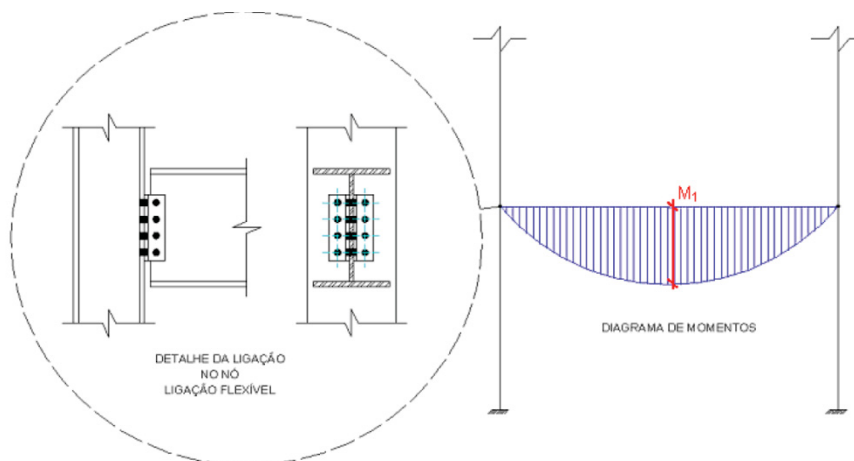


FONTE: Barbosa (2006).

Em pórticos que possuem somente ligações rígidas, ao comparar com ligações semirrígidas, pode ocorrer a diminuição da solicitação nas colunas e um aumento na solicitação da viga, a qual não foi dimensionada para um esforço tão alto, sem mencionar o desperdício de material na seção do pilar (Figura 4). No caso de

ligações flexíveis, novamente ao comparar com ligações semirrígidas, a coluna pode estar seriamente comprometida pela solicitação flexo-compressão, pois na realidade há transmissão de momentos fletores da ligação para as colunas (Figura 5) (RAMIRES, 2010).

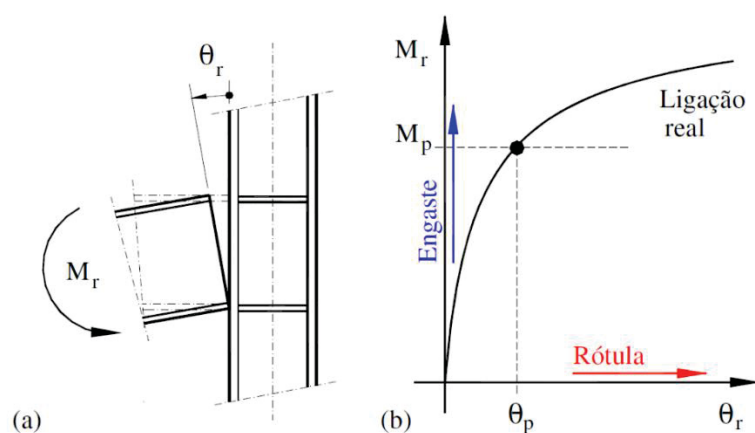
Figura 5 – Diagrama de momentos fletores para o nó flexível e detalhe da conexão.



FONTE: Barbosa (2006).

Focando no comportamento das ligações, experimentos demonstraram que as ligações se comportam de forma não linear entre os dois extremos de ligações rígidas e ligações flexíveis. Isto significa que existe um grau finito de flexibilidade da articulação nas ligações (CHAN & CHUI, 2000). Essa consideração pode ser melhor compreendida na Figura 6, na qual são representadas a rotação de uma ligação (θ_r), o momento transmitido (M_r) e o diagrama que demonstra a sua relação.

Figura 6 – Comportamento das ligações: a) rotação relativa entre viga-coluna; b) diagrama momento-rotação.



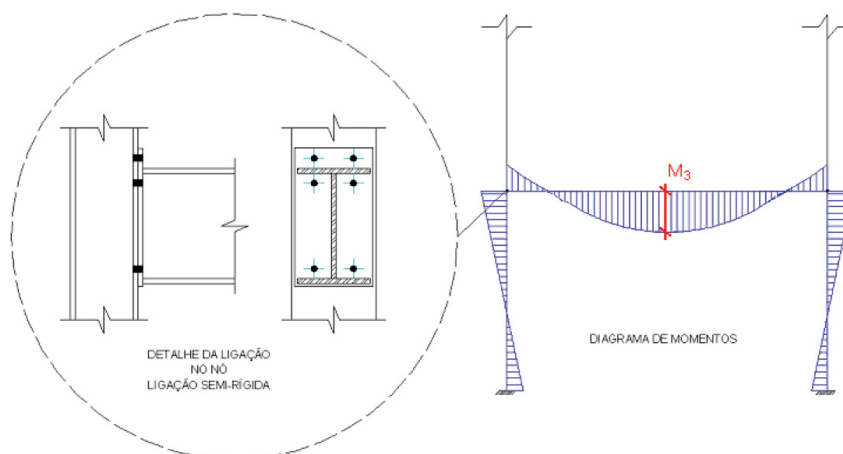
FONTE: Alvarenga (2010).

Na Figura 6, o eixo horizontal representa uma ligação idealmente flexível e o eixo vertical uma ligação perfeitamente rígida. Entretanto, observa-se que a curva não

linear que caracteriza o comportamento real da ligação se encontra numa posição intermediária às idealizações tradicionais, apresentando o comportamento semirrígido das ligações. O comportamento não linear da ligação é devido a diversos fatores como: a descontinuidade do material, o escoamento de parte dos componentes, a flambagem local dos elementos, entre outros (CHEN *et al.*, 1996).

O valor do momento de plastificação da viga (M_p) indica se a ligação é capaz de absorver os esforços de projeto (dimensionamento) e qual será o valor de rotação (θ_p) correspondente (ALVARENGA, 2010). Admitindo o comportamento semirrígido das ligações, pode-se obter uma melhor aproximação da realidade, modificando-se a distribuição dos momentos, conforme ilustrado na Figura 7. Neste caso, os nós devem ser modelados como elementos de mola, cujos valores de rigidez são fixados em função das características de rigidez e resistência à flexão da ligação, como será mostrado na subseção 4.5. Deve-se ressaltar que apenas a concepção da ligação é alterada ao assumir essa modelagem, sem mudanças de geometria, mas pode-se obter um ganho no aproveitamento global do material (RAMIRES, 2010).

Figura 7 – Diagrama de momentos fletores para o nó semirrígido e detalhe da conexão



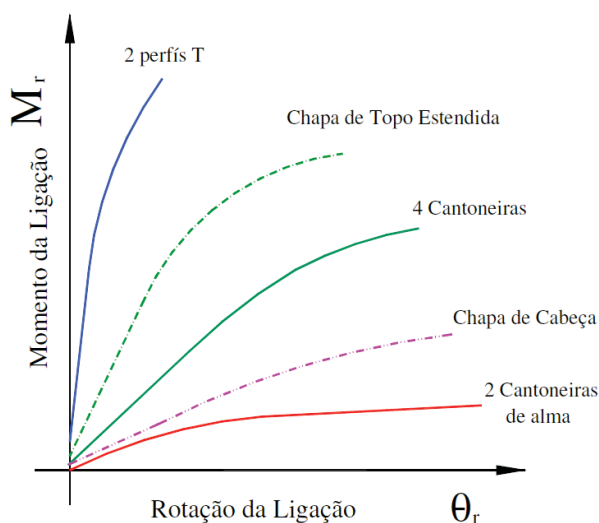
FONTE: Barbosa (2006).

A partir dos dados anteriormente apresentados é possível observar um ganho no aproveitamento dos materiais e da porção das extremidades da viga; solicitando mais as ligações em relação à ligação rígida e dando um alívio na parte central do vão em relação à ligação flexível; e, segundo Ramires (2010) “com o uso das ligações semirrígidas pode-se até mesmo obter uma redução da seção da viga, sem comprometimento das condições de deformações no centro do vão”. Türker *et al.* (2009) concluíram que ligações semirrígidas aumentam a flexibilidade de toda a

estrutura, o que provoca uma diminuição das frequências naturais e um aumento nos deslocamentos. Bayo *et al.* (2006) ainda afirmam que em geral, a adoção de ligações semirrígidas leva a uma economia de peso de aço e portanto a sistemas estruturais mais econômicos.

A trajetória de comportamento da ligação, representada pelo diagrama da Figura 6, mostra uma relação entre as grandezas momento e rotação, que é comum a todos os tipos de ligações, porém não necessariamente da mesma forma, ou seja: diferentes ligações apresentam diferentes trajetórias, como demonstra a Figura 8 (ALVARENGA, 2010). As ligações viga-coluna geralmente estão submetidas a forças axiais, forças cortantes, momentos fletores e torção. Nesse estudo, a torção é desconsiderada, e os efeitos causados pelas forças axiais e cortantes desprezados pois são geralmente muito pequenos comparados aos causados pelos momentos fletores (CHEN *et al.*, 1996). Consequentemente, apenas o efeito causado pelo momento fletor será considerado nesse trabalho. A consideração das forças axiais e cortantes pode ser encontrada em Del Salvio (2004).

Figura 8 – Curvas momento-rotação para diversas ligações.



FONTE: Alvarenga (2010).

Como representado na Figura 8, existem diversos tipos de ligação possíveis de serem estudadas e vários detalhes que interferem na união e na curva $M-\theta$. É necessária a confrontação dos modelos com ensaios experimentais, cujo desafio para realização é grande. Assim, enquanto em diversas áreas da construção metálica tenha-se atingido um “consenso” e se disponha de formas claras e diretas de fazer avaliações, o mesmo não ocorre com as ligações. Ainda não se dispõem de ferramentas que apresentem e considerem o comportamento das ligações de forma

simples, clara e confiável a ponto de introduzir nos projetos (ALVARENGA, 2010). Na subseção seguinte apresentam-se algumas vantagens previstas ao levar em consideração o real comportamento semirrígido das ligações.

4.1.1 Vantagens e Desvantagens Previstas no Uso de Ligações Semirrígidas

A partir da percepção de que a ligação influencia no comportamento e dimensionamento da estrutura, e com a publicação de normas de estado limite e a concepção do comprimento efetivo (fator k), os estudos e pesquisas se voltaram para aprofundar e compreender melhor a consideração do comportamento das ligações no dimensionamento estrutural, em razão dos benefícios provenientes da sua correta aplicação e dos riscos iminentes de projetos inadequados.

A influência da ligação na determinação do comprimento efetivo de flambagem surgiu primeiramente nos trabalhos de Sugimoto & Chen (1982), Bjorhovde (1984) e Chen & Lui (1985). Nesses trabalhos, as colunas idealmente rotuladas, travadas com cantoneiras de extremidades, tiveram seu comprimento equivalente de flambagem reduzido de 1 para 0,820 a 0,935, e de 1 para 0,625 a 0,848, no plano de maior inércia e no plano de menor inércia, respectivamente (ALVARENGA, 2010).

Contudo, estruturas semirrígidas exigem algumas cautelas. Moncarz & Gerstle (1981) e Ackroyd & Gerstle (1982) demonstraram que estruturas semirrígidas apresentam deslocabilidade aumentada. Gerstle (1988) demonstra em seu trabalho que uma estrutura de seis pavimentos pode apresentar um acréscimo de 40% na deslocabilidade ao se utilizarem ligações semirrígidas no lugar de ligações rígidas. Logo, é necessária alguma cautela quanto à deslocabilidade no projeto de estruturas com ligações semirrígidas.

Devido ao efeito no deslocamento lateral das estruturas e o comportamento altamente não linear, a adoção de ligações semirrígidas na fase de projeto se torna uma tarefa complexa (ALVARENGA, 2010). Ackroyd (1979) afirma que à medida que o número de andares do edifício cresce, o estado limite de serviço (ELS) em estruturas com ligações semirrígidas pode vir a ser predominante no dimensionamento em relação ao estado limite último (ELU).

Ainda tratando de dimensionamento, é possível o uso total de ligações semirrígidas apenas para edifícios de até 10 andares; entre 10 e 20 andares

recomenda-se um sistema de contraventamento complementar ou a consideração tradicional de ligações rígidas; e acima de 20 andares, é necessário o aumento da rigidez da estrutura, por exemplo, adotando-se tanto a concepção em tubo ou em treliças (ALVARENGA, 2010). Liew & Yu (1995) afirmam que para esses casos (edifícios acima de 20 andares), a redução de custo está relacionada aos menores gastos com o processo de fabricação e de montagem, e não vinculada ao material ou à ligação.

Sobre os custos relacionados com as ligações, há diversos trabalhos que demonstram que há redução de custos ao adotar ligações semirrígidas. Alvarenga (2010) afirma que a relação do aumento de custo na presença de uma ligação flexível é de 25%, utilizando uma ligação semirrígida como referência, e se essa for rígida o aumento é de 70%, ao considerar o peso de uma viga inferior a 520 N/m. Quando o peso dessa viga atinge 2350 N/m, esse aumento de custo passa para 5% e 43%, respectivamente (CISC, 1983). Anderson *et al.* (1995) demonstraram que é possível obter uma redução média de 20% no custo total (materiais, fabricação e montagem) nas estruturas onde se considerou o comportamento semirrígido das ligações.

Weynand *et al.* (1998) analisaram diversas estruturas com variadas ligações e apresentaram tabelas com as variações de custos no processo de fabricação das ligações e de custo total da estrutura. De forma similar a Anderson *et al.* (1995), Weynand *et al.* (1998) obtiveram reduções de custos com material e fabricação de 12,5% comparando ligações semirrígidas com flexíveis, e até 20,6% ao comparar as primeiras com ligações rígidas.

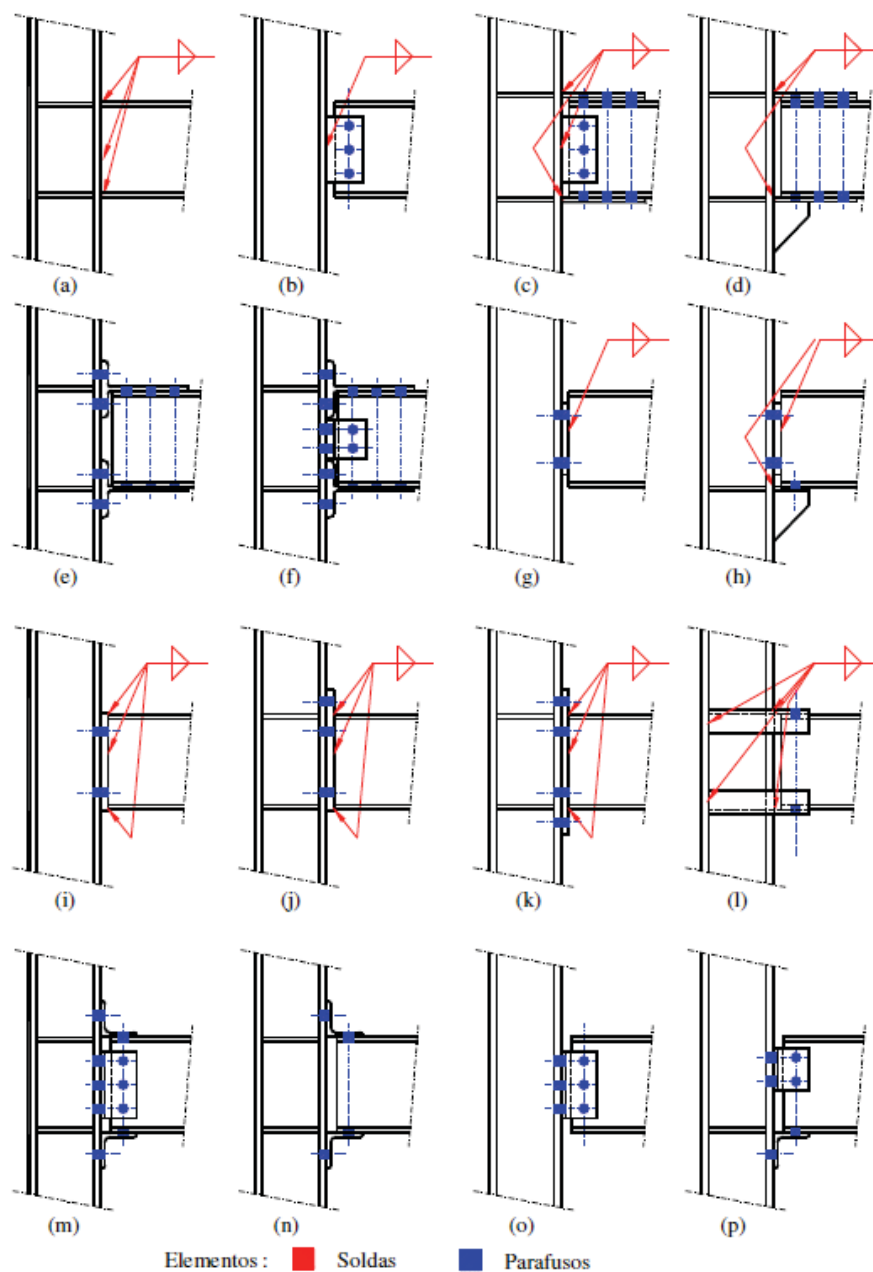
As vantagens apresentadas demonstram a importância do estudo e melhor compreensão da utilização de ligações semirrígidas. A redução de custo torna-se um ótimo atrativo para a construção. Na subseção seguinte serão apresentados alguns tipos de ligações, e os seus detalhes de montagem.

4.1.2 Tipos de Ligação

Além dos diversos tipos de ligação, Figura 9, frequentemente utilizados em projetos de estruturas metálicas, há uma vasta gama de parâmetros em cada ligação, dentre eles: tipo e tamanho do parafuso; distância do parafuso à face da coluna; espessura da cantoneira e placas de ligação; altura da viga e da ligação; presença ou não de enrijecedores nas colunas; se a ligação é na mesa ou na alma da coluna; se a

ligação é na mesa ou na alma da viga; espessura da mesa ou alma da coluna; tensão de escoamento da viga, da coluna e do material dos componentes da ligação (CASTRO, 2006).

Figura 9 – Tipos de ligação.¹



FONTE: Alvarenga (2010).

¹ . a) soldada; b) chapa de alma lateral; c) talas soldadas na coluna; d) uma tala e um suporte; e) dois perfis Ts; f) dois Ts com duas cantoneiras de alma; g) chapa de cabeça; h) chapa de cabeça e um suporte; i) chapa cortada; chapa estendida; j) de um lado; k) de dois lados; l) cercada de 4 cantoneiras; m) quatro cantoneiras (dois de alma, dois de aba); n) cantoneira de topo e acento; o) duas cantoneiras de alma; p) duas cantoneiras de alma e um suporte.

A Figura 9 apresenta os tipos mais comuns de ligação, e apresenta os detalhes de cada tipo de ligação: os parafusos, os furos, o tipo de solda, as distâncias até a borda, as distâncias entre furos, espessuras dos componentes, entre outras características (ALVARENGA, 2010). O detalhamento da ligação, bem como o método construtivo que deve ser empregado é fundamental nos projetos de estruturas metálicas. A gama de parâmetros a serem indicados torna o trabalho de detalhamento estrutural um exercício complexo e trabalhoso.

Na subseção seguinte será apresentada a validação dos modelos matemáticos, posteriormente expostos neste trabalho, a partir da pesquisa experimental produzida ao longo de várias décadas.

4.1.3 Pesquisa Experimental

Como retratado no capítulo 2 deste trabalho, o estado da arte traz como primórdios os ensaios experimentais iniciados na década de 1910 com Wilson & Moore (1917), e que são desenvolvidos até os dias de hoje, buscando aproximações e calibrações de modelos matemáticos para a consideração da semirrígidez.

Alvarenga (2010) apresenta a dificuldade e o esforço necessário para a realização de ensaios experimentais, tais como: a) o aparato de laboratório necessário; b) os equipamentos para transporte, movimentação, fabricação, montagem e proteção; c) o material ensaiado, que deve reproduzir o comportamento de estruturas reais; d) a mão de obra especializada para fabricação, montagem e ensaio, visando a qualidade mínima exigida; e) a experiência prévia dos pesquisadores, visando aferir grandezas significativas, tempo de medição e imprecisões; f) o tempo e os recursos financeiros, onde se faz necessário gabaritar os resultados, diversos ensaios para fazer comparação, calibração de aparatos e medidores, armazenamento das informações, dentre outros.

São muitos aspectos a se avaliar nos detalhes de uma ligação, o que foge do escopo deste trabalho, assim como aprofundar os ensaios experimentais desenvolvidos ao longo das décadas não é intuito deste trabalho. O estado da arte situa esta pesquisa em relação ao desenvolvido sobre a temática a nível global. Contudo, é importante apresentar algumas considerações.

As pesquisas experimentais, acompanhadas dos trabalhos analíticos possibilitaram uma melhor compreensão do comportamento das ligações, assim como

o desenvolvimento de modelos mais coerentes de ligação, como o método das componentes (FAELLA *et al.*, 2000). O método das componentes, também conhecido como modelo mecânico para determinação da rigidez inicial da ligação, está presente no Eurocode 3, onde, o comitê editor conjuntamente com outros pesquisadores europeus, têm desenvolvido uma série de ensaios experimentais e estudos analíticos e consolidado um grande material de pesquisa sobre o método (WEYNAND, 1992; FAELLA *et al.*, 2000; ALVARENGA, 2010).

Entretanto, apesar de consolidado, o método das componentes estabelecido pelo Eurocode 3, tem seu emprego limitado para análises lineares de primeira ordem, sendo o emprego da rigidez secante não adequado para a análise estrutural inelástica de segunda ordem (SHI *et al.*, 1996). Os modelos não lineares para determinação da rigidez da ligação são apresentados na subseção 4.4.

Os estudos experimentais desenvolvidos apresentam algumas limitações, como o fato dos ensaios serem, em sua maioria, realizados para perfis laminados leves ou de peso médio, requerendo extrapolações quando se requer empregar outros perfis mais pesados ou com outros tipos de seções (ALVARENGA, 2010).

Na próxima seção, são indicados os principais parâmetros de uma ligação, e em seguida são mostrados os tipos de modelos matemáticos existentes para a determinação da rigidez da ligação.

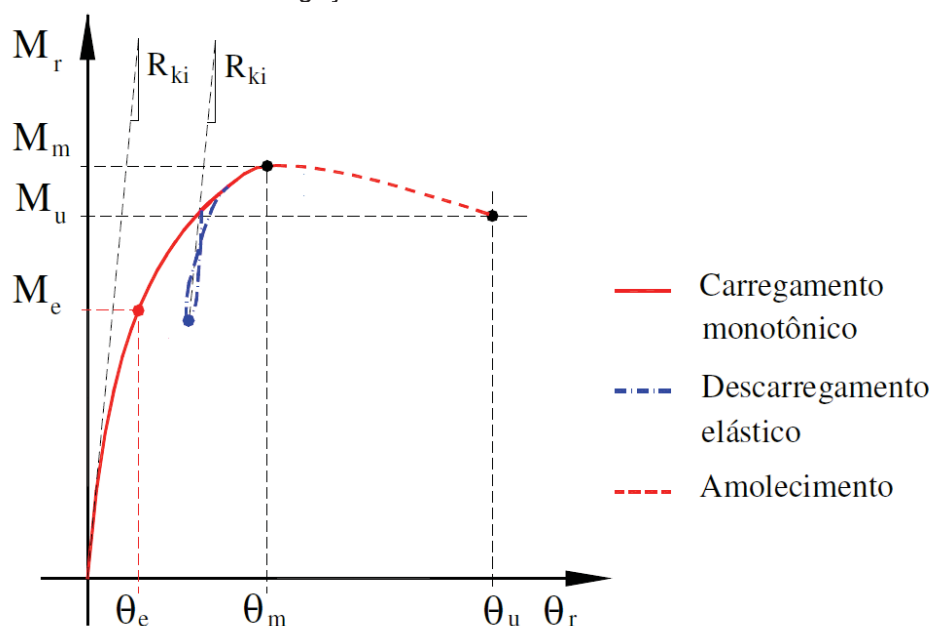
4.2 PARÂMETROS DAS LIGAÇÕES

Como mencionado anteriormente, o comportamento da ligação, determinado pela curva momento-rotação, apresenta formas variadas para diversos tipos de ligação, e é compreendida entre o que se considera “perfeitamente rígida” e “idealmente rotulada”. Para determinar o tipo de ligação mais adequado, é necessário compreender melhor o seu comportamento, assim, é aqui apresentado uma série de conceitos para tal, baseados no trabalho de Alvarenga (2010).

4.2.1 Pontos Característicos

Os pontos característicos são valores do gráfico $M-\theta$ utilizados para classificar e determinar a influência da ligação no sistema estrutural, conforme apresenta a Figura 10.

Figura 10 – Pontos da curva M- θ da ligação.



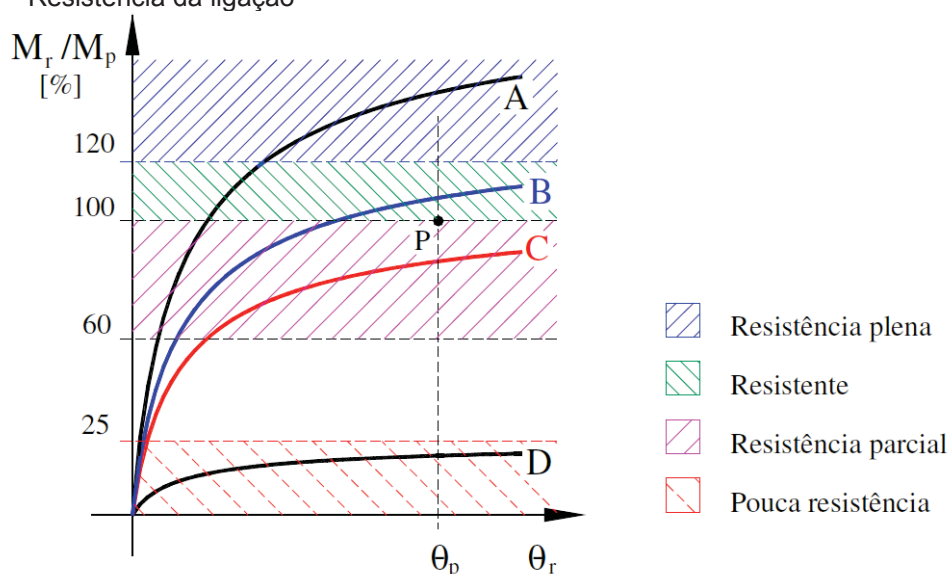
FONTE: Adaptado de Alvarenga (2010).

Ao analisar a Figura 10 observam-se os seguintes pontos de interesse: 1) M_m – momento máximo – o maior momento que a ligação pode suportar antes do colapso; 2) θ_m – rotação de momento máximo – é a rotação que corresponde ao momento máximo, caso esse seja alcançado; 3) M_u – momento último – é o momento que a estrutura apresenta em seu colapso; e 4) θ_u – rotação última – é a rotação associada ao momento último M_u , que quando atingida, ou superada, tem-se o colapso da estrutura. Ainda, M_r e θ_r são o momento relativo e a rotação relativa da ligação, M_e e θ_e são o momento e a rotação relativos ao escoamento da ligação.

4.2.2 Resistência da ligação

A resistência da ligação é uma característica que define qual parcela de momento fletor a ligação irá transmitir correspondente ao limite de resistência da viga a que pertence. Quanto à resistência da ligação, observando a Figura 11, a ligação pode ser: 1) de resistência plena (curva A); 2) resistente (curva B); 3) parcialmente resistente ou de resistência parcial (curva C); 4) de pequena resistência ou “rotulada” (curva D); e 5) não estrutural. A Figura 11 caracteriza essas classificações dentro de uma relação M- θ . O ponto P na Figura 11 corresponde à rotação plástica θ_p da rótula plástica (RP) da ligação.

Figura 11 – Resistência da ligação



FONTE: Alvarenga (2010).

4.2.3 Rigidez da ligação

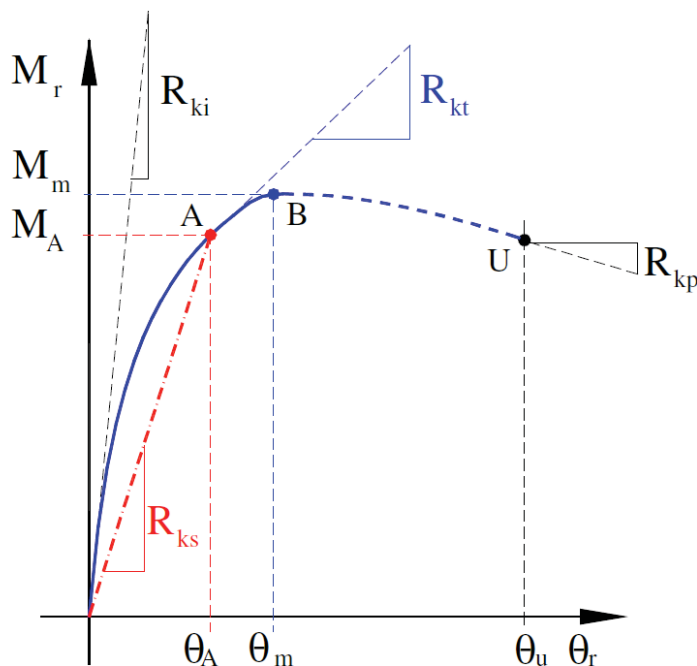
A rigidez é fundamental para definir o comportamento da ligação, uma vez que sua variação com o ângulo de rotação é tão complexa quanto o próprio diagrama $M-\theta$ e afeta diretamente os resultados obtidos na análise estrutural. Apresentam-se quatro medidas para essa grandeza, e a Figura 12 demonstra o comportamento no diagrama $M-\theta$:

- 1) rigidez tangente (R_{kt}) – é a rigidez instantânea da ligação, obtida pela tangente da curva $M-\theta$ em algum ponto considerado. Pode ser obtida por formulações matemáticas, como por exemplo, pela derivada parcial do momento atuante pela rotação avaliados em um ponto. Seu emprego é de fundamental importância para a definição das curvas $M-\theta$;
- 2) rigidez inicial (R_{ki}) – é a rigidez da ligação no início do carregamento ($M_R \approx 0$). Em geral, esse processo é considerado dentro do regime elástico e, assim, supõem-se que a rigidez não se altera ao longo do percurso. Na maioria das vezes, nas considerações tradicionais, a rigidez inicial é o valor máximo apresentado pela ligação;
- 3) rigidez última (R_{ku}) – também denominada rigidez plástica (R_{kp}), é o valor da rigidez da ligação próximo ao seu colapso. É possível que essa rigidez apresente valor negativo (não havendo significado físico), logo, faz-se a

interrupção do diagrama $M-\theta$, para efeito de análise, no ponto de início da trajetória descendente;

- 4) rigidez secante (R_{ks}) – é obtido pela semirreta que liga a origem a um ponto da curva $M-\theta$ que corresponde ao momento para dada situação de projeto.

Figura 12 – Rigidez da ligação.



FONTE: Alvarenga (2010).

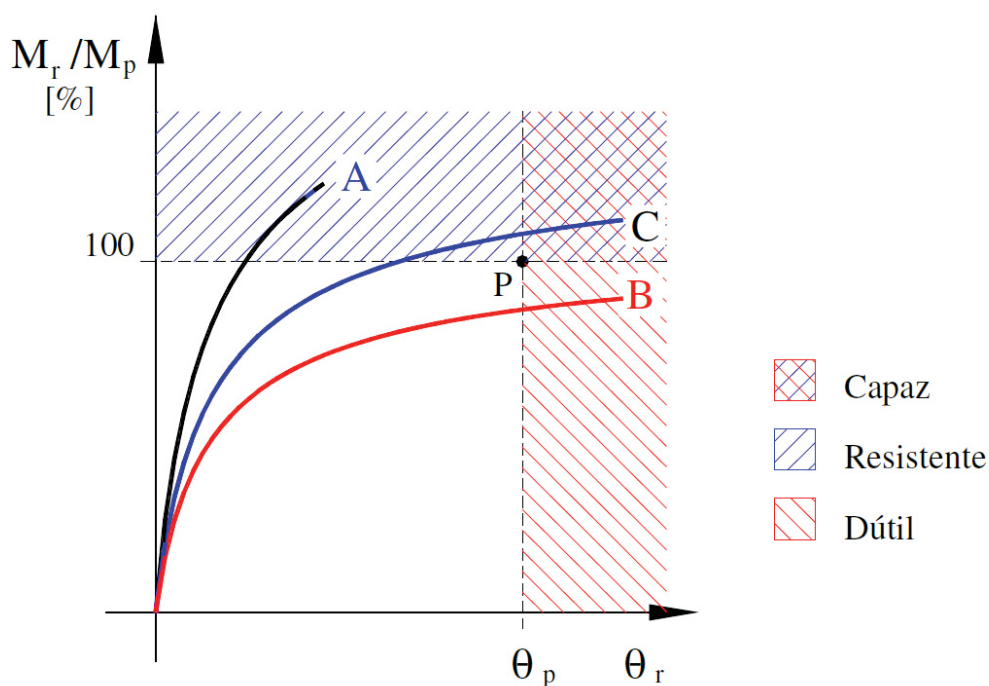
4.2.4 Ductilidade

Ductilidade é uma característica especial do aço que provoca a redistribuição de esforços na análise plástica, permitindo que uma reserva de resistência adicional da estrutura possa ser aproveitada. Essa característica ocorre porque no regime plástico algumas seções conseguem absorver rotações sem que no local apareçam acréscimos de esforços. Os pontos que apresentam esse comportamento são idealmente chamados de rótulas plásticas (RP). Buscando a segurança do sistema estrutural, procura-se determinar a formação do mecanismo de colapso e qual o menor fator de carga para que isso possa ocorrer, dentro do cálculo plástico. Um nó de encontro entre viga e coluna tende a ser um provável local para formação da RP, assim, prefere-se que tais RP se formem nas vigas, em local adjacente às colunas.

Materiais com comportamento frágil, que rompem antecipadamente a maiores deformações, como o concreto e parafusos de alta resistência, apresentam baixa

ductilidade (curva A, Figura 13). Quando a ligação consegue atingir uma rotação da mesma grandeza da rotação plástica, isso irá garantir, teoricamente, a formação da RP na viga, próximo da ligação. Assim, considera-se que esta ligação é dútil (curva B, próximo ao ponto P da Figura 13). Se o momento que a ligação suporta nessa rotação ultrapassa o momento plástico da viga, a ligação é dita “capaz” (curva C), ou de resistência plena, como apresentado na subseção 4.2.2. Nota-se que a curva A é resistente, mas não dútil, enquanto que a curva B é dútil, mas não resistente. Somente a curva C atende às duas exigências.

Figura 13 – Ductilidade da ligação.



FONTE: Alvarenga (2010).

Ao analisar a influência da ductilidade nas ligações, é necessário tomar alguns cuidados, pois a ductilidade também participa dos problemas estruturais. Nas ligações flexíveis, tais uniões exigem grande ductilidade, pois, se a rigidez é baixa, a rotação tende a ser elevada, o que leva a deslocamentos de maior ordem (CHRISTOPHER & BJORHOVDE, 1999). Já nas ligações mais rígidas, preocupa-se em evitar a fragilidade dos parafusos (optando por diâmetros maiores), reduzir a tração efetiva dos parafusos (limitada a 70% da sua resistência – no caso de pré-tensão) e optar pelas espessuras de chapas que sejam compactas.

Apresentados os conceitos que influem no comportamento das ligações, na próxima seção apresenta-se a classificação das ligações a partir de normas e pesquisadores.

4.3 CLASSIFICAÇÃO DAS LIGAÇÕES

A classificação dos diversos tipos de ligações em estruturas metálicas é de primordial importância, e tal ação é totalmente necessária para estudar o comportamento estrutural de forma adequada e compatível com a realidade, já que as estruturas metálicas são basicamente peças pré-fabricadas conectadas e que dependem essencialmente do comportamento de suas ligações (PFEIL & PFEIL, 2009).

Ao analisar os esforços aplicados na estrutura metálica, a inclusão da influência do comportamento das ligações é fundamental (CBCA, 2011), já que uma ligação pode ter comportamento rotacional perfeitamente rígido, ou seja, transmite momentos fletores da viga para a coluna, ou então ter comportamento rotacional idealmente flexível, em que a viga absorve todo momento fletor oriundo das solicitações.

A elaboração de uma classificação de ligações se torna algo complexo e onde pode ocorrer com facilidade alguma extrapolação dos limites ou maus julgamentos, devido à abrangência dos termos (rígida, semirrígida e flexível), e as exigências decorrentes para que o termo e o significado correspondam, de fato, à ligação selecionada (ALVARENGA, 2010).

A ideia dessas classificações é fazer uma estimativa preliminar do comportamento da ligação dado pela curva $M-\theta$, de forma a permitir selecionar tal classificação para uma dada condição de projeto e verificação posterior mediante a análise estrutural (ALVARENGA, 2010).

Este comportamento é elucidado nos itens a seguir, em que se apresentam o modelo de viga-coluna para as ligações idealmente flexíveis e perfeitamente rígidas, e as considerações no projeto estrutural das ligações semirrígidas, com base na norma brasileira ABNT NBR 8800 (2008), nas regulamentações do EUROCODE 3 (2005), segundo Bjorhovde *et al.* (1990) e Hasan *et al.* (1998).

4.3.1 Classificação da ABNT NBR 8800 (2008)

Em seu capítulo 6, mais especificamente na subdivisão 6.1, a NBR 8800 (2008) apresenta a classificação quanto à rigidez da ligação, não existindo outro critério de classificação nessa norma. Neste trabalho usa-se a nomenclatura $R_{k,ini}$ para descrever a rigidez da ligação viga-coluna e a nomenclatura $S_{j,ini}$ para descrever a rigidez da ligação coluna-base.

A NBR 8800 (2008) considera, na análise estrutural elástica, que os seguintes limites de classificação são válidos:

a) Para ligações idealmente flexíveis:

$$R_{k,ini} \leq 0,5E \frac{I_z}{L_v} \quad (1)$$

sendo, $R_{k,ini}$ a rigidez rotacional inicial da ligação, medida em kN.cm/rad, correspondente a 2/3 do momento resistente de cálculo da ligação ($M_{j,Rd}$); E o módulo de elasticidade do material; I_z o momento de inércia da seção transversal da viga (cm⁴) e L_v o comprimento efetivo da viga conectada à ligação, em centímetros.

b) Para ligações perfeitamente rígidas:

$$R_{k,ini} \geq 25E \frac{I_z}{L_v} \quad (2)$$

Ainda, para o limite apresentado para ligações rígidas, o mesmo só pode ser aplicado em estruturas em que, para cada andar é satisfeita a condição:

$$\frac{K_v}{K_c} \geq 0,1 \quad (3)$$

onde, K_v é o valor médio de I_z/L_v de todas as vigas no topo do andar e K_c é o valor médio de I_z/L_c de todas as colunas no plano do andar considerado, sendo L_c o comprimento efetivo da coluna.

Portanto, se $R_{k,ini}$ atender à condição da inequação de ligações rígidas (Eq. (2)), mas, $K_v/K_c < 0,1$, a ligação deve ser modelada como semirrígida.

A NBR 8800 (2008) não apresenta prescrições específicas para a classificação da semirrígidez. A própria norma reconhece essa limitação e indica que a rigidez da ligação (R_k) pode ser determinada de acordo com o Eurocode 3 Part 1-8 ou com base em resultados experimentais.

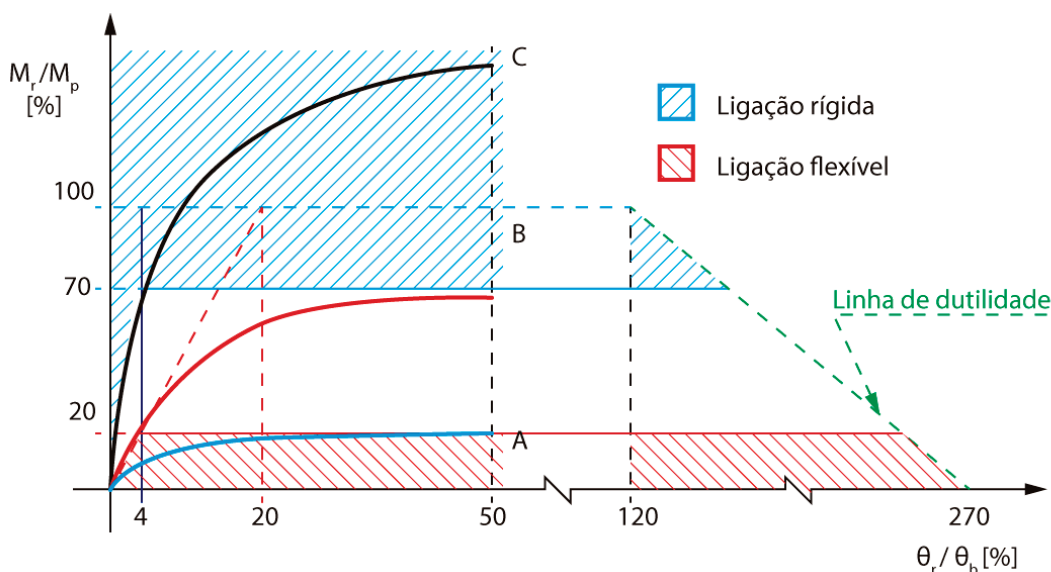
Ainda, a critério do projetista, a NBR 8800 (2008) permite que as ligações sejam simuladas simplificadaamente como flexíveis ou rígidas; contudo, essas

considerações levam a subestimativas e superestimativas do dimensionamento da viga quanto a deslocamentos e resistências, respectivamente (HIGAKI, 2014). Por fim, para análise elástica, a NBR 8800 (2008) preconiza que em qualquer caso a ligação pode ser modelada como semirrígida, com a rigidez inicial $R_{k,ini}$ constante durante todo o carregamento (linear).

4.3.2 Classificação de Bjorhovde *et al.* (1990)

A classificação segundo Bjorhovde *et al.* (1990) foi desenvolvida antes da versão de 1992 do Eurocode 3, e classifica as ligações de acordo com a relação do momento máximo da ligação com o momento plástico da viga. Observando a Figura 14 verifica-se tal classificação em três regiões: ligação flexível (momento último < 20% M_p , curva A), ligação rígida (momento último superior a 70% de M_p , curva C) e a região semirrígida (intermediária entre as anteriores, na área sem rachura).

Figura 14 – Classificação da ligação segundo Bjorhovde *et al.* (1990)



FONTE: Adaptado de Alvarenga (2010).

A Figura 14 apresenta um diagrama semelhante ao da curva $M-\theta$ tradicional, porém é adimensional, sendo o eixo vertical uma relação entre o momento da ligação (M_r) em relação ao momento plástico (M_p) da viga que está ligada; enquanto que a rotação da ligação (θ_r) é relacionada a uma rotação estimada (θ_b), que é dada por (ALVARENGA, 2010):

$$\theta_b = \frac{M_p L_v}{4EI_z} \quad (4)$$

Assim, a classificação da ligação segundo Bjorhovde *et al.* (1990), apresentada por Alvarenga (2010), estabelece os seguintes limites:

- a) ligação flexível ou rotulada – corresponde às condições: $M_r \leq 20\% M_p$ e reduz-se linearmente com a inclinação de 20% de θ_r/θ_b para M_p (na Figura 14 - curva A);
- b) ligação rígida – a curva deve ter um momento máximo superior a 70% de M_p e deve superar também, a linha de inclinação de 4% de θ_r/θ_b para M_p , nos momentos inferiores a 70% (na Figura 14 - curva C);
- c) ligação semirrígida – na região intermediária aos limites já estabelecidos (na Figura 14 - curva B).

4.3.3 Classificação do Eurocode 3 (2005)

Diferentemente da NBR 8800 (2008), o Eurocode 3 Part 1-8 (2005) apresenta em seu item 5.2 que as ligações podem ser classificadas quanto à sua rigidez e quanto à sua resistência.

4.3.3.1 Classificação quanto à rigidez da ligação

Em sua subseção 5.2.2, o Eurocode 3 (2005) classifica as ligações como nominalmente articuladas (equivalentes às ligações flexíveis), rígidas ou semirrígidas. Nesse caso, o parâmetro adimensional adotado é a chamada rotação de referência (θ_c) dada por:

$$\theta_c = \frac{M_p L_v}{EI_z} \quad (5)$$

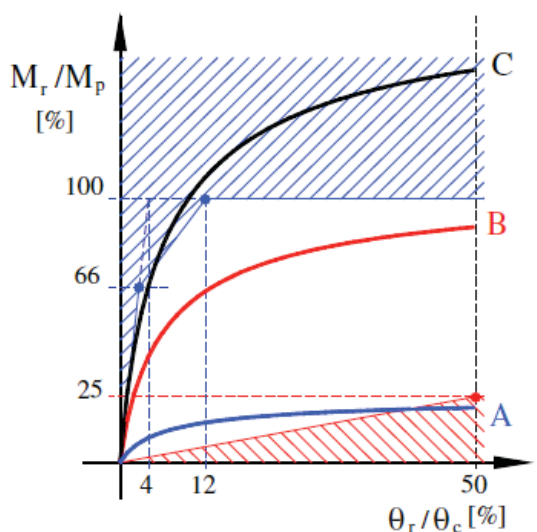
As classificações são classificadas como:

- a) Ligação nominalmente articulada: esta ligação faz a transmissão de esforços normais e cortantes, sem que ocorram momentos fletores significativos que afetem a estrutura e seus elementos de ligação, sendo capaz de sofrer rotações oriundas das ações de cálculo. Compreende momentos (e momento último) inferiores a 25% M_p , para rotações relativas θ_r/θ_c superiores a 50%, e decresce deste ponto linearmente até a origem, como apresentado na Figura 15 (curvas A);
- b) Ligação rígida: esta ligação possui rigidez rotacional suficiente para permitir a transmissão de esforços normais, cortantes e de momentos fletores tal

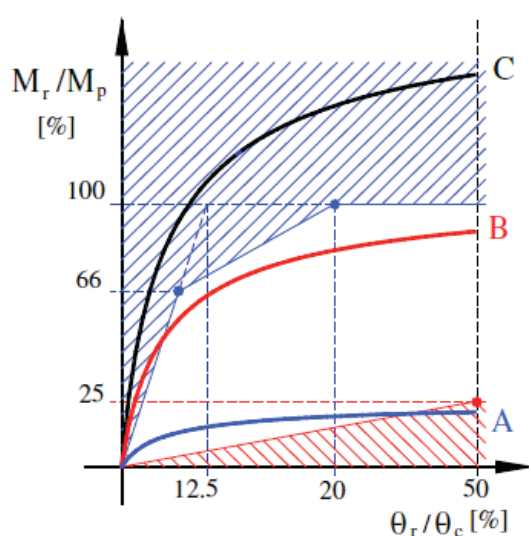
que justifique a análise baseada na continuidade total entre peças. Deve apresentar momento último M_u superior ao M_p da viga, e relação θ_r/θ_c superior às indicadas na Figura 15 (a) e (b), assim, as curvas C serão rígidas; e

- c) Ligação semirrígida: uma ligação que não seja nem nominalmente articulada e nem rígida é classificada como semirrígida, já que possui a característica de transmitir todos os esforços de cálculo e também possui rotação relativa entre as peças consideradas na ligação, sendo representadas pelas curvas B na Figura 15.

Figura 15 – Classificação da ligação segundo Eurocode 3 (2005). a) pórtico destravado; b) pórtico travado.



(a)



(b)

 Ligação rígida
  Ligação flexível

De acordo com a Figura 16, extraída do Eurocode 3 (2005), existem 3 zonas de classificação das ligações. Tais zonas e seus respectivos limites são apresentados a seguir.

a) Zona 1: ligação rígida, indicada pelo número 1 na Figura 16, ocorre se:

$$R_{k,ini} \geq k_b E \frac{I_z}{L_v} \quad (6)$$

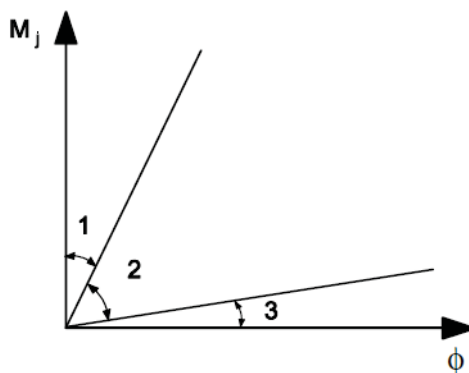
Em que $k_b = 8$ (para pórticos em que o sistema de contraventamento reduz o deslocamento horizontal em pelo menos 80%), ou então $k_b = 25$ (para outros pórticos desde que em todos os pisos $\frac{K_v}{K_c} \geq 0,1$).

b) Zona 2: ligação semirrígida, indicada pela número 2 na Figura 16, se o valor da ligação estiver entre os limites estabelecidos da Zona 1 e da Zona 3.

c) Zona 3: ligação flexível, indicada pela número 3 na Figura 16, ocorre quando:

$$R_{k,ini} \leq 0,5 E \frac{I_z}{L_v} \quad (7)$$

Figura 16 - Zonas de classificação da ligação segundo a rigidez.

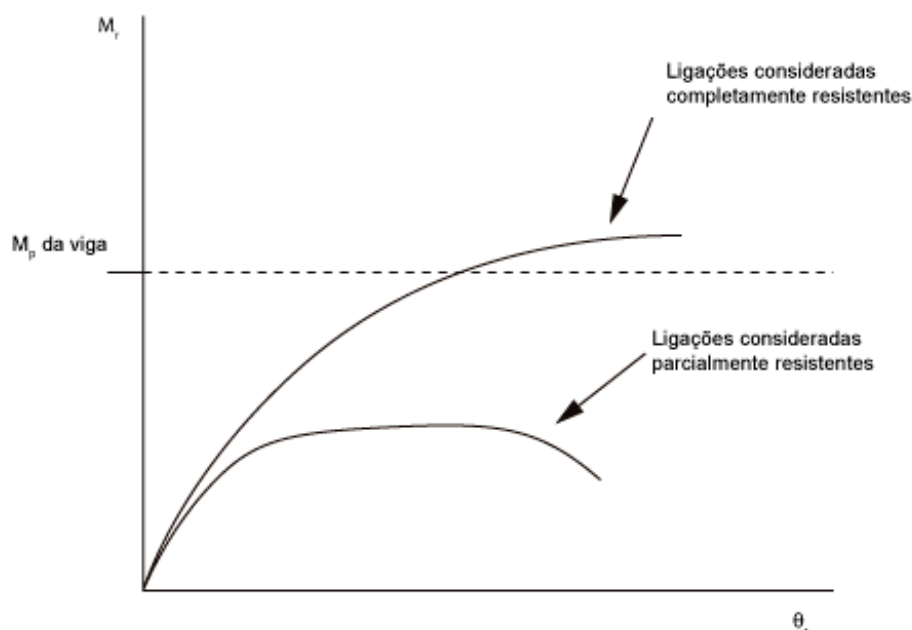


FONTE: Eurocode 3 (2005).

4.3.3.2 Classificação quanto à resistência da ligação

De acordo com o Eurocode 3 (2005), uma ligação pode ser classificada como de resistência total, nominalmente articulada ou de resistência parcial (Figura 17). Esta classificação é realizada comparando-se o momento resistente da ligação (M_r) com os momentos resistentes dos elementos ligados adjacentes à ligação analisada.

Figura 17 – Classificação das ligações quanto à resistência



FONTE: Castro (2006).

Na sequência são apresentados os limites e a descrição da classificação quanto à resistência da ligação segundo Eurocode 3 (2005):

- a) Ligação nominalmente articulada: é uma ligação que transmite esforços normais e cortantes, sem ocorrência de momentos fletores significativos que afetem os elementos ou a estrutura, permitindo rotações resultantes das ações de cálculo, desde que:

$$M_r \leq 0,25 \min \left[\begin{matrix} M_{v,PL,Rd} \\ M_{c,PL,Rd} \end{matrix} \right] \quad (8)$$

onde $M_{v,PL,Rd}$ é o momento de plastificação resistente de cálculo da viga conectada à ligação, e $M_{c,PL,Rd}$ é o momento de plastificação resistente de cálculo da coluna conectada à ligação.

Castro (2006) complementa que as ligações nominalmente articuladas devem ter capacidade de rotação suficiente para que ocorram os desenvolvimentos de todas as rótulas plásticas (RP) necessárias.

- b) Ligação de resistência total (ou completamente resistente): é uma ligação cuja resistência de cálculo deve ao menos, ser igual à resistência dos elementos ligados, satisfazendo aos critérios:

- 1) No topo da coluna o momento resistente da ligação deve ser igual ou superior ao momento de plastificação resistente de cálculo da viga

conectada à ligação ou ao momento de plastificação resistente de cálculo da coluna conectada à ligação, ou seja:

$$M_r \geq M_{v,PL,Rd} \text{ ou } M_r \geq M_{c,PL,Rd} \quad (9)$$

- 2) Num nível intermédio da coluna, o momento resistente da ligação deve ser igual ou superior ao momento de plastificação resistente de cálculo da viga conectada à ligação ou a duas vezes o momento de plastificação resistente de cálculo da coluna conectada à ligação , ou seja:

$$M_r \geq M_{v,PL,Rd} \text{ ou } M_r \geq 2M_{c,PL,Rd} \quad (10)$$

Em uma ligação completamente resistente, a RP sempre se desenvolve na viga e não na ligação, confirmando o exposto no item 4.2.4. Nesse caso, a rotação plástica depende da relação largura/espessura das chapas da seção da viga; o que exige cautela de análise, pois, é possível que a ligação não apresente resistência suficiente para impedir o início do escoamento que pode ocorrer tanto na viga quanto nos elementos de ligação (CASTRO, 2006).

- c) Ligação de resistência parcial (ou parcialmente resistente): é uma ligação que não satisfaz nem as condições apresentadas para ser uma ligação de resistência total, nem para ser uma ligação nominalmente articulada, conforme apresentado anteriormente na Figura 17. Essa condição de resistência da ligação leva a rótula plástica a se iniciar na ligação, e não nos elementos ligados.

4.3.4 Classificação de Hasan *et al.* (1998)

Assim como o item 4.3.2, a classificação segundo Hasan *et al.* (1998) é apresentada segundo o trabalho de Alvarenga (2010). Essa classificação foi idealizada anos depois da classificação de Bjorhovde *et al.* (1990) e das primeiras versões do Eurocode 3, e surgiu com o intuito de superar algumas deficiências presentes nestas classificações, quais sejam:

- a) classificar a rigidez da ligação com base na rigidez da viga ligada, permitindo assim, que essa rigidez se torne independente;
- b) o comportamento das curvas $M-\theta$ são geralmente não lineares, como apresentado no início desta seção, enquanto que os limites apresentados

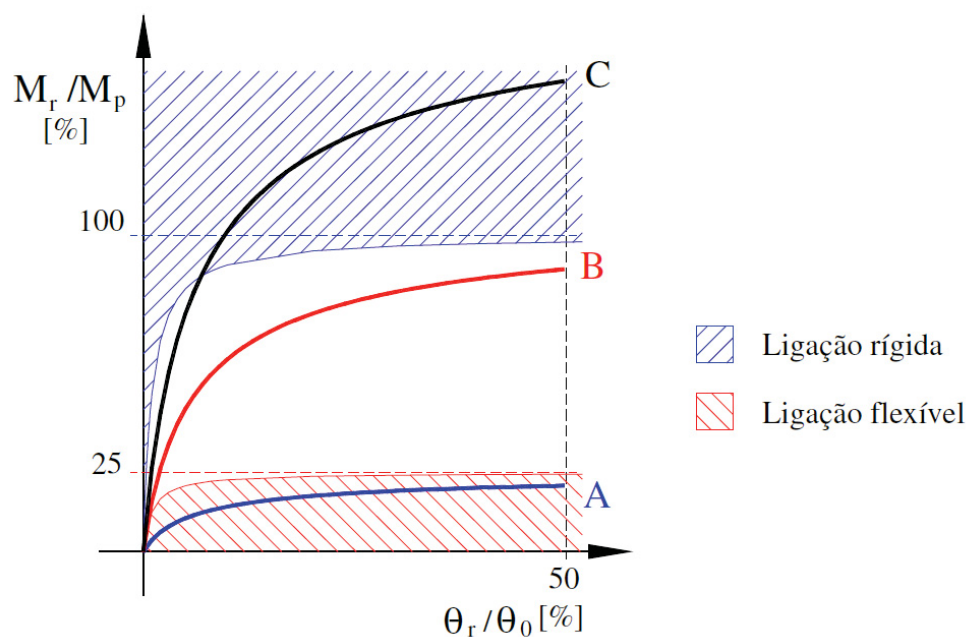
anteriormente para a classificação das ligações eram lineares, possibilitando algumas dúvidas; e

- c) a forma repentina de modificação da curva $M-\theta$ em algumas ligações, apresentando mudança de inclinação abrupta, gerando, também, ambiguidade de interpretação ao projetista.

Essa classificação apresenta os limites de forma não linear, como demonstrado na Figura 18, e emprega o modelo potencial de 3 parâmetros (KISHI & CHEN, 1987), que será apresentado na subseção seguinte.

Para determinar os limites de classificação, considera-se a rigidez da ligação $R_{ki} = 357,4 \text{ kN.cm/mrad}$ como limite flexível, e $R_{ki} = 11.302,50 \text{ kN.cm/mrad}$ como limite rígido; adota-se ainda o expoente de forma da curva $C_1 = 1$ em todos os casos. As semirretas correspondentes a 25% e 100% de M_p são assíntotas das curvas limites dessa região. Assim, na Figura 18, a curva A é classificada como flexível, a curva B como semirrígida e a curva C é dita rígida.

Figura 18 – Classificação da ligação segundo Hasan *et al.* (1998)



FONTE: Alvarenga (2010).

4.3.5 Discussão

A classificação segundo Bjorhovde *et al.* (1990) apresenta algumas vantagens em relação à classificação do Eurocode 3 (2005), dentre elas: avalia a ductilidade da ligação e emprega valores adimensionais para avaliar a rigidez e a resistência.

Bjorhovde *et al.* (1990) estabelece uma chamada linha de ductilidade (à direita da Figura 14), que une os pontos $(\theta_r/\theta_b, M_r/M_p)$: (270%, 0) a (120%, 100%), sendo que as curvas M- θ cujo valor de $(\theta_u/\theta_b, M_u/M_p)$ ultrapassam essa linha, correspondem a ligações com comportamento dútil (ALVARENGA, 2010). O Eurocode 3 (2005) não se preocupa em avaliar a ductilidade de forma conjunta com a curva M- θ , sendo a ductilidade avaliada na etapa de análise estrutural.

Segundo Barbosa (2006), é possível notar uma semelhança entre as classificações da norma NBR 8800 (2008) e o Eurocode 3 (2005). Contudo, a norma brasileira não contém orientações e/ou recomendações acerca de como se determina a rigidez rotacional inicial ($R_{k,ini}$), indicando que tal determinação deve seguir recomendações do Eurocode 3 Part 1-8, ou então métodos experimentais.

Apresentadas as diversas maneiras de classificar uma ligação a partir de normas e pesquisas, na próxima seção apresentam-se os modelos que permitem descrever os comportamentos das ligações através da curva M- θ .

4.4 MODELOS DE CURVAS MOMENTO-ROTAÇÃO

Compreendendo os conceitos e classificações apresentadas anteriormente, as pesquisas tem buscado desenvolver modelos simples que representem as curvas momento-rotação que descrevem o comportamento das ligações e são usadas nas análises estruturais (HIGAKI, 2014). Existem diversos modelos para as curvas M- θ que estão relacionados aos três tipos de processo empregados na sua obtenção, sendo:

- a) matemático – geralmente, é a abordagem mais comum para determinar a relação momento-rotação das ligações, buscando reproduzir o comportamento experimental com expressões matemáticas simples (CHAN & CHUI, 2000). Procura-se determinar os parâmetros dessas expressões com base nas características geométricas e físicas da ligação, onde esses parâmetros são calibrados por meio de regressões, correlações e avaliações estatísticas, para que as equações finais sejam obtidas (ALVARENGA, 2010). Além disso, o modelo matemático sempre deve garantir a geração de uma curva suave com derivação positiva, ou seja, com rigidez da ligação positiva (CHAN & CHUI, 2000);

- b) analítico – procura determinar o comportamento da ligação, ou seja, prever a rigidez da ligação com base nas propriedades geométricas, na análise estrutural da própria ligação, dos seus elementos, dos arranjos dos componentes da ligação e dos parâmetros de projeto relacionados (propriedades, características e dimensões), para se chegar à curva desejada (CHAN & CHUI, 2000; ALVARENGA, 2010).
- c) mistos (conjugados) – são combinações de modelos analíticos e de modelos matemáticos. A equação da curva é ajustada aos dados obtidos por expressões analíticas, por modelos de simulação computacional, por ajuste de curva e parâmetros geométricos da ligação. Em geral, esse modelo é utilizado para calcular a rigidez inicial de tipos particulares de ligações e prever o comportamento não linear da ligação (CHAN & CHUI, 2000; ALVARENGA, 2010).

Pode-se ainda classificar os modelos de curvas momento-rotação com relação à fonte de dados empregada, como descrito por Alvarenga (2010):

- a) empíricos – são empregadas regressões matemáticas que minimizam diferenças numéricas, baseadas em um certo conjunto de experimentos, para assim, definir parâmetros das curvas ou expressões aproximadas do comportamento $M-\theta$;
- b) analíticos – os dados utilizados para gerar os parâmetros provêm de uma análise de esforços, tensões, deformações, equilíbrio e considerações de compatibilidade, baseando-se nos comportamentos dos ensaios experimentais;
- c) mecânicos – compreendida como a análise da ligação como um conjunto de componentes e atribuindo-se a cada componente uma mola de comprimento nulo. A combinação dessas molas distribuídas em regiões de tração, compressão e cisalhamento, trabalhando em série ou em paralelo conjuntamente, vai permitir avaliar o comportamento da ligação (HIGAKI, 2014);
- d) numéricos – a partir da modelagem da ligação, geralmente utilizando-se a técnica de elementos finitos 2D ou 3D, obtêm-se os dados para determinar o comportamento da ligação; e
- e) experimentais – os dados são os resultados de ensaios experimentais.

Os modelos mecânicos são adotados pelo Eurocode 3 (2005), havendo diversos trabalhos publicados com o método das componentes. O método das componentes busca representar as ligações ao utilizar a combinação de componentes rígidos e deformáveis, e a rigidez de cada componente leva à composição da rigidez inicial da ligação (HIGAKI, 2014).

Tendo em vista o escopo desta dissertação, serão abordados apenas alguns modelos matemáticos, os quais são apresentados nas próximas subseções. Esses modelos podem ser divididos em modelos de trechos lineares, polinomiais, potenciais e exponenciais. Neste trabalho, o método das componentes será empregado em algumas análises para a obtenção da rigidez inicial da ligação, porém, as curvas momentos rotação serão introduzidas, na análise estrutural, por meio de modelos matemáticos com parâmetros obtidos de resultados de ensaios experimentais encontrados na literatura.

4.4.1 Modelos com trechos lineares

Os modelos com trechos lineares são os mais simples e usuais modelos de ligação, que dependem unicamente de um parâmetro para determinar a rigidez da ligação. Diversos trabalhos (BATHO, 1931; BAKER, 1934; RATHBUN, 1936; MONFORTON & WU, 1963; LIGHTFOOT & LEMESURIER, 1974) apresentam essa consideração de rigidez inicial constante (elástica), sendo aplicada até mesmo para análise de vibração de pórticos com ligações semirrígidas (CHAN, 1994), e a expressão que descreve a representação linear é dada por:

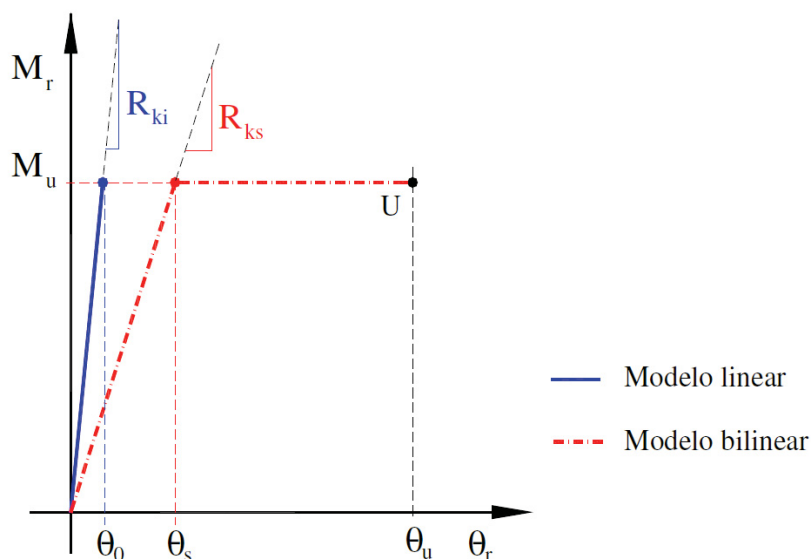
$$M_r = R_k \theta_r \quad (13)$$

onde R_k é o valor constante de rigidez inicial da ligação (R_{ki}) ou de rigidez secante (R_{ks}), como ilustrado na Figura 19.

A hipótese linear é conveniente para valores pequenos de carregamentos, no entanto, em análises com grandes deflexões, a degradação da rigidez das ligações deve ser considerada (ALVARENGA, 2010; CHAN & CHUI, 2000; PINHEIRO, 2003; CHEN *et al.*, 1996). Além disso, os modelos lineares são aplicados para casos em que se supõem rotações iniciais muito pequenas (CHEN *et al.*, 1996), e geralmente adotados para estudo de estado limite de serviço (ALVARENGA, 2010). Visando aperfeiçoar a precisão de análise, foram posteriormente propostos modelos bilineares e multilineares.

Os modelos bilineares (LOTHERS, 1951; TARPY & CARDINAL, 1981; MELCHERS & KAUL, 1982; LIONBERGER, 1967; LUI & CHEN, 1983) e multilineares (MONCARZ & GERSTLE, 1981; VINNAKOTA, 1982; RAZZAK, 1983; POGGI & ZANDONINI, 1987) possuem uma aproximação muito melhor que o modelo linear, como apresentado na Figura 19 e na Figura 20.

Figura 19 – Curvas momento-rotação com modelo linear e bilinear.



FONTE: Alvarenga (2010).

O modelo multilinear (Figura 20) possibilita descrever uma trajetória com quantos trechos de reta se deseje, podendo ser considerado um traçado contínuo, em que a diferença entre o arco e o segmento linear é indistinta (ALVARENGA, 2010). Sendo assim, cada trecho linear é representado pelas expressões:

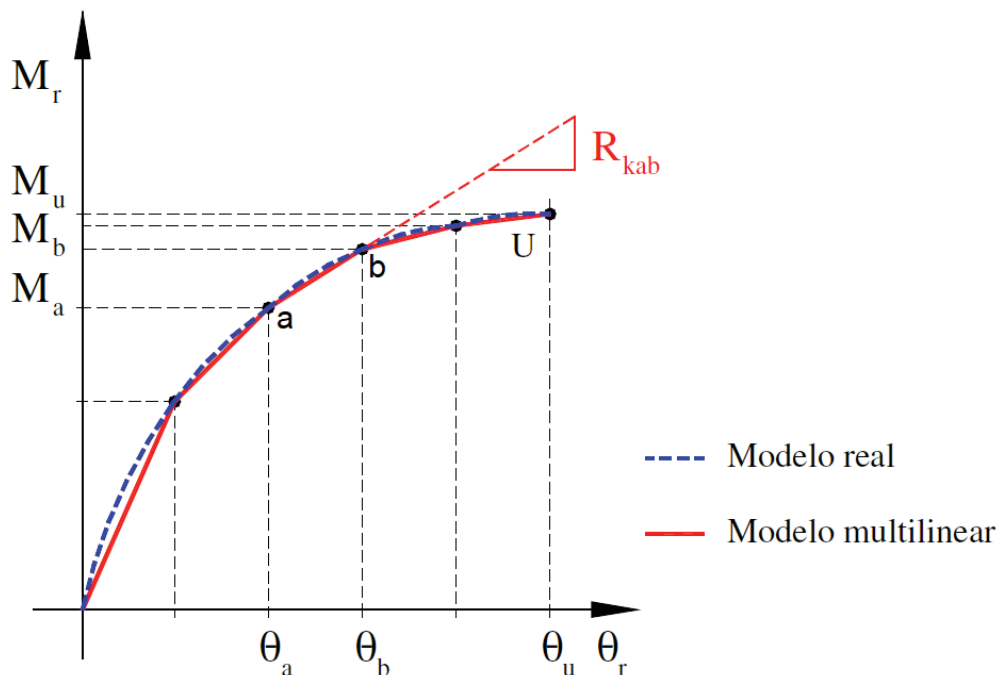
$$M_r = R_{kab}(\theta_r - \theta_a) + M_a, \text{ com} \quad (14)$$

$$R_{kab} = \frac{(M_b - M_a)}{(\theta_b - \theta_a)} \quad (15)$$

sendo R_{kab} a rigidez relativa ao trecho ab; θ_r a rotação relativa entre a viga e a coluna; θ_a a rotação relativa ao ponto a; θ_b a rotação relativa ao ponto b; M_a o momento relativo ao ponto a; M_b o momento relativo ao ponto b e M_r o momento relativo atuante entre a viga e a coluna.

Os ensaios experimentais fornecem um modelo de comportamento semelhante ao multilinear, o que justifica a possibilidade de utilização deste modelo em qualquer programa computacional (ALVARENGA, 2010). No entanto, os modelos multilineares possuem a deficiência de descontinuidade na mudança de declividade (PINHEIRO, 2003).

Figura 20 – Curva momento-rotação com modelo multilinear (pentalinear).



FONTE: Alvarenga (2010).

4.4.2 Modelo Polinomial

A necessidade de tornar a curva $M-\theta$ mais suave, fez com que formulações de modelos não lineares surgissem. A utilização de modelos não lineares está vinculada a estudos de estabilidade, cujo processo de análise é incremental e com passos pequenos de carga de forma a minimizar os desvios, sendo assim, se requer o histórico de carregamento (ALVARENGA, 2010).

O modelo mais popular para análise estrutural utilizando uma função polinomial de potências ímpares foi proposto por Fyre & Morris (1975), e foi baseado em procedimentos desenvolvidos por Sommer (1969). Sommer (1969) desenvolveu o primeiro trabalho com padronização de parâmetros para a reprodução de resultados confiáveis com o emprego de uma expressão não linear para a curva $M-\theta$ (ALVARENGA, 2010; CHAN & CHUI, 2000, PINHEIRO, 2003; CHEN *et al.*, 1996).

A função que caracteriza o modelo proposto por Fyre & Morris (1975), onde a rotação da ligação é um polinômio de quinto grau, possui a forma :

$$\theta_r(M_r) = \sum_{i=1}^5 [C_i (K_m M_r)^{(2i-1)}] = C_1 (K_m M_r)^1 + C_2 (K_m M_r)^3 + C_3 (K_m M_r)^5 \quad (16)$$

onde K_m é um parâmetro padronizado, função de parâmetros geométricos significantes da ligação (representados na Figura 21), tais como altura do elemento de ligação, espessura da placa, diâmetro dos parafusos, etc, enquanto que C_1 , C_2 e C_3 são as constantes de ajuste de curva calibradas com os ensaios de forma a atingir um percentil de desvio máximo de 10%.

A Tabela 1 traz as expressões para a obtenção do valor de K_m para alguns tipos de ligações, utilizando os parâmetros geométricos apresentados na Figura 21. Assim, a declividade da curva, ou seja, a rigidez tangente R_{kt} , é dada por:

$$R_{kt}(M_r) = \frac{dM_r}{d\theta_r} = \frac{1}{K_m C_1 + 3K_m C_2 (K_m M_r)^2 + 5K_m C_3 (K_m M_r)^4} \quad (17)$$

com a rigidez inicial sendo obtida da seguinte forma:

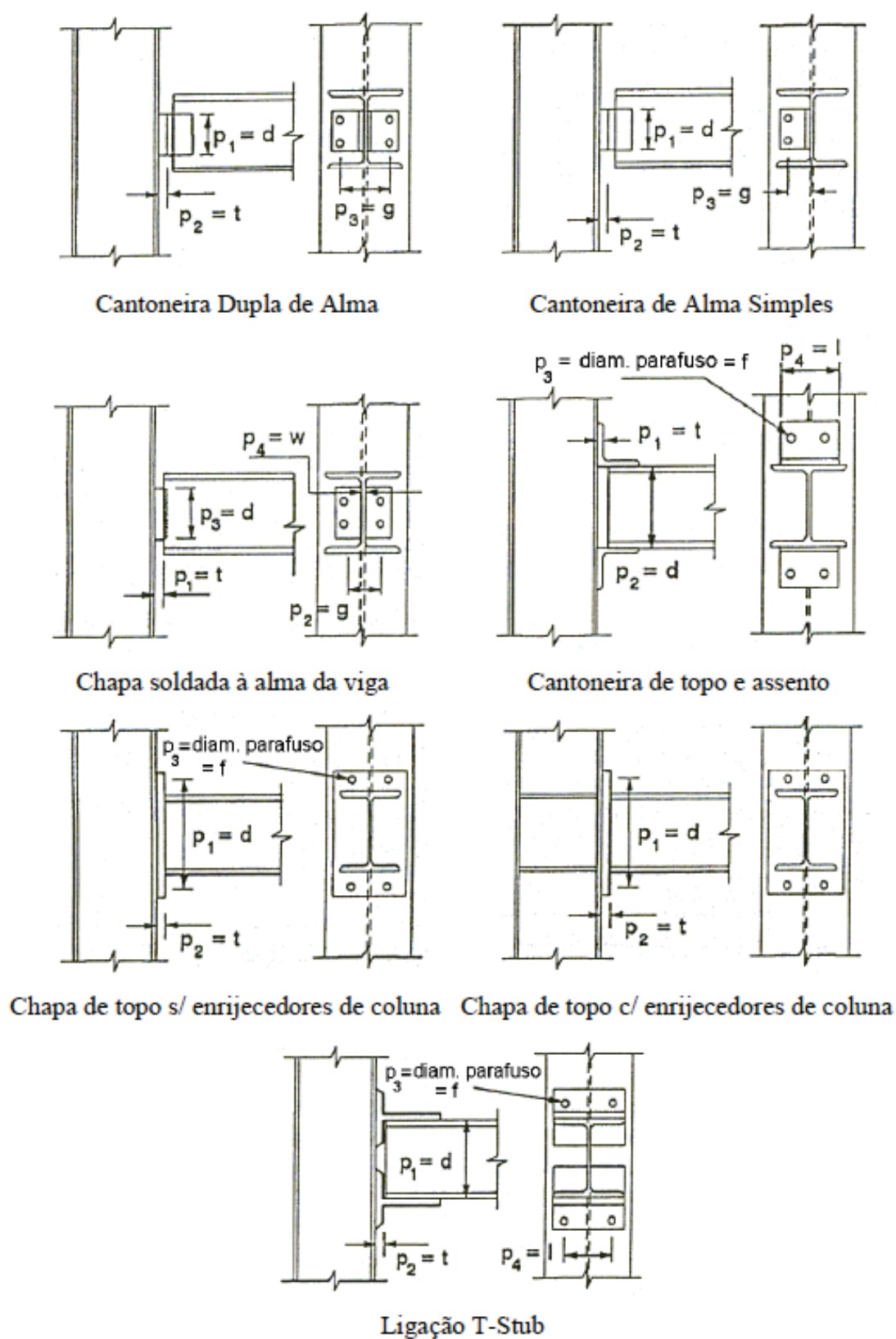
$$R_{ki}(M_r) = \left. \frac{dM_r}{d\theta_r} \right|_{M_r=0} = \frac{1}{K_m C_1} \quad (18)$$

Tabela 1 – Constantes de padronização e ajuste de curvas para o modelo polinomial de Fyre & Morris (1975) (valores em polegadas)

| Tipo de conexão | Constantes de ajuste de curvas | Constantes de padronização | Testes |
|---|---|---|--|
| Cantoneira dupla de alma | $C_1 = 3,66 \times 10^{-4}$ $C_2 = 1,15 \times 10^{-6}$ $C_3 = 4,57 \times 10^{-8}$ | $K_m = d^{-2,4} t^{-1,81} g^{0,15}$ | Munse <i>et al.</i> (1959) Sommer (1969) |
| Cantoneira de alma simples | $C_1 = 4,28 \times 10^{-3}$ $C_2 = 1,45 \times 10^{-9}$ $C_3 = 1,51 \times 10^{-16}$ | $K_m = d^{-2,4} t^{-1,81} g^{0,15}$ | Lipson (1968) |
| Chapa soldada à alma da viga | $C_1 = 5,10 \times 10^{-5}$ $C_2 = 6,20 \times 10^{-10}$ $C_3 = 2,40 \times 10^{-13}$ | $K_m = t^{-1,6} g^{1,6} d^{-2,3} w^{0,5}$ | Sommer (1969) |
| Cantoneira de topo e assento | $C_1 = 8,46 \times 10^{-4}$ $C_2 = 1,01 \times 10^{-4}$ $C_3 = 1,24 \times 10^{-8}$ | $K_m = t^{-0,5} d^{-1,5} f^{-1,1} l^{-0,7}$ | Rathbun (1936) Hechtman & Johnston (1947) Brandes & Mains (1944) |
| Chapa de topo sem enrijecedores de coluna | $C_1 = 1,83 \times 10^{-3}$ $C_2 = -1,04 \times 10^{-4}$ $C_3 = 6,38 \times 10^{-6}$ | $K_m = d^{-2,4} t^{-0,4} f^{1,1}$ | Ostrander (1970) Sherbourne (1948) |
| Chapa de topo com enrijecedores de coluna | $C_1 = 1,79 \times 10^{-3}$ $C_2 = 1,76 \times 10^{-4}$ $C_3 = 2,04 \times 10^{-4}$ | $K_m = d^{-2,4} t^{-0,6}$ | Sherbourne (1948) Johnson <i>et al.</i> (1960) Ostrander (1970) |
| Ligação T-Stub | $C_1 = 2,10 \times 10^{-4}$ $C_2 = 6,20 \times 10^{-6}$ $C_3 = -7,60 \times 10^{-9}$ | $K_m = d^{-1,5} t^{-0,5} f^{-1,1} l^{-0,7}$ | Rathbun (1936) Douty (1964) |

FONTE: Chan & Chui (2000).

Figura 21 – Tipos de conexões e os respectivos parâmetros adotados nas equações de K_m (Fyre & Morris, 1975)



FONTE: Chan & Chui (2000).

É importante destacar que os valores apresentados na Tabela 1, correspondem às unidades de dimensões em polegadas [in] e momentos em quilo-libra polegada [kip.in]. Para facilitar a transformação de unidades para o SI, Tabela 2 apresenta um fator de conversão C_k quando se emprega as unidades no Sistema Internacional (SI), sendo, dimensões em centímetros [cm] e momentos em kilo-newton centímetro [kN.cm], de forma que se obtém o valor de K_m , pela expressão:

$$K_{m(SI)} = \frac{K_m}{C_k} \quad (19)$$

Tabela 2 – Fatores de conversão para obter valores no SI

| Tipo de conexão | C_k |
|---|-------|
| Cantoneira dupla de alma | 3,894 |
| Cantoneira de alma simples | 3,894 |
| Chapa soldada à alma da viga | 1,203 |
| Cantoneira de topo e assento | 4,437 |
| Chapa de topo sem enrijecedores de coluna | 4,871 |
| Chapa de topo com enrijecedores de coluna | 1,450 |
| Ligação T-Stub | 3,056 |

FONTE: Alvarenga (2010).

Cabe ressaltar que essa formulação (Eqs. (16), (17) e (18)) apresenta algumas limitações e desvantagens. As curvas têm a precisão garantida apenas para rotações inferiores a 10 mrad, limitando seu emprego em análises sob condições de serviço. Ainda, a rigidez da ligação pode ter descontinuidades e ser negativa (Eq. (17)), sendo indesejável do ponto de vista físico e numérico. Outra desvantagem desse modelo ocorre na obtenção da rigidez por meio de momentos com valores muito próximos, tornando o processo numérico instável (PINHEIRO, 2003; ALVARENGA, 2010).

4.4.3 Modelo B-spline cúbico

Jones *et al.* (1980) empregaram a técnica de ajuste de curvas B-spline, em que define-se um sistema de equações determinando os valores das constantes de cada trecho compatíveis a todo o conjunto de dados experimentais (COX, 1972), e propuseram um modelo B-spline cúbico para representar a curva $M-\theta$ não linear da ligação. Basicamente, a ideia do modelo é dividir a curva momento-rotação dos resultados experimentais em uma série de trechos, a cada três pontos, ajustados por

polinômios do terceiro grau. Para manter a suavidade da curva $M-\theta$, a continuidade da primeira e segunda derivadas de cada segmento é imposta (CHAN & CHUI, 2000; ALVARENGA, 2010; PINHEIRO, 2003). Esse modelo, dividindo os dados experimentais em m intervalos, pode ser descrito por:

$$\theta_{kr}(M_r) = \sum_{i=0}^3 C_{1i}(M_r)^i + \sum_{j=1}^m C_{2j}(M_r - M_{rj})^3 \quad (20)$$

onde:

$$(M_r - M_{rj}) = \begin{cases} M_r - M_{rj} & \text{para } (M_r - M_{rj}) \geq 0 \\ 0 & \text{para } (M_r - M_{rj}) < 0 \end{cases} \quad (21)$$

em que M_{rj} é o momento limite inferior no j -ésimo intervalo da curva, e C_{1i} e C_{2j} são os coeficientes obtidos pelo procedimento de ajuste de curvas pela técnica dos mínimos quadrados.

A rigidez inicial da ligação é obtida por:

$$R_{ki}(M_r) = \left. \frac{dM_r}{d\theta_r} \right|_{M_r=0} = \frac{1}{C_{11}} \quad (22)$$

Esse processo empregado por Jones *et al.* (1980), permite uma boa reprodução das curvas, sendo um ótimo ajuste para dados experimentais. Porém, este método requer um grande número de dados amostrais no processo de ajuste, além de ser um processo numérico iterativo e específico para cada ensaio, o que torna muito particular a sua aplicação (ALVARENGA, 2010; CHAN & CHUI, 2000, PINHEIRO, 2003).

4.4.4 Modelo de potências

O modelo de potências engloba várias expressões e parâmetros, ao menos dois ou três, necessários para representação da curva $M-\theta$. A primeira função potencial foi proposta por Batho & Lash (1936) e posteriormente aprimorada por Krishnamurthy *et al.* (1979), com um trabalho estatístico avaliando a influência de uma série de parâmetros da ligação (CHAN & CHUI, 2000; ALVARENGA, 2010). Esse modelo designado como modelo potencial de dois parâmetros, é expresso por:

$$\theta_r(M_r) = C_1 M_r^{C_2} \quad (23)$$

O parâmetro C_1 dessa curva deve ser positivo ($C_1 > 0$), e se obtém a rigidez inicial pela Eq. (24) somente se $C_2 \neq 1$. Assim, recomenda-se $C_2 > 1$ (ALVARENGA, 2010), e a rigidez da ligação é dada por:

$$R_{kt}(M_r) = \frac{dM_r}{d\theta_r} = \frac{1}{C_1 C_2 M_r^{C_2-1}} \quad (24)$$

Os valores de C_2 foram obtidos por correlações de vários parâmetros adimensionais relativos às propriedades e à geometria da seção. Como exposto por Alvarenga (2010), diversos pesquisadores determinaram valores de C_2 para tipos específicos de ligação. Krishnamurthy *et al.* (1979) determinaram $C_2 = 1,58$ para ligações com chapa de topo estendida; Kukreti *et al.* (1987) encontraram $C_2 = 0,737$ para ligações de chapa de topo simples; e Kukreti *et al.* (1990) obtiveram $C_2 = 1,913$ para ligação de chapa de topo estendida com 8 parafusos.

Posteriormente, modelos potenciais mais completos surgiram a partir dos trabalhos de Richard (1961) e Goldberg & Richard (1963). Colson & Louveau (1983) propuseram o modelo potencial de três parâmetros, que possui a forma:

$$\theta_r = \frac{|M_r|}{R_{ki} \left[1 - \left| \frac{M_r}{M_u} \right|^{C_1} \right]} \quad (25)$$

onde M_u (momento último) se torna uma assíntota, e C_1 define a forma da curva, como apresentado na Figura 22.

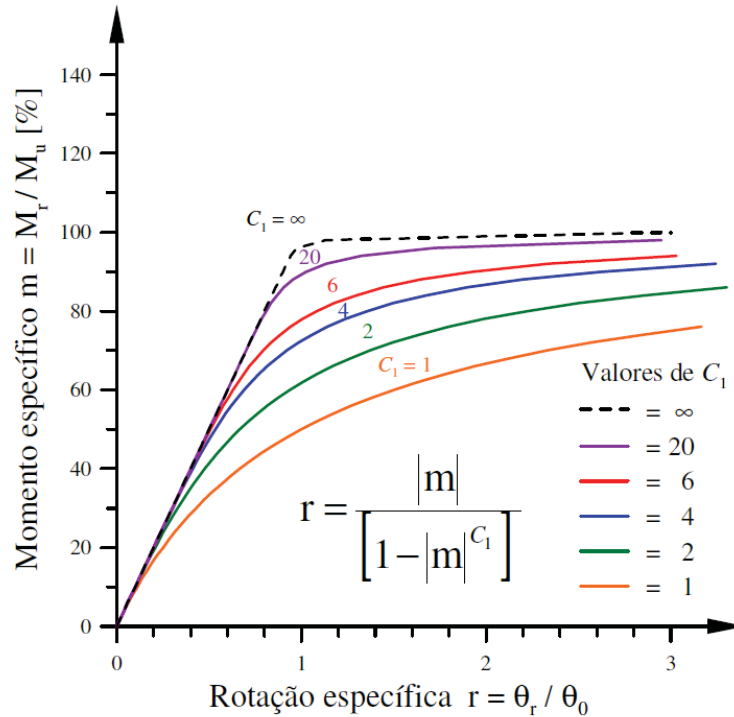
Alvarenga (2010) apresenta uma forma alternativa para representar o modelo potencial de três parâmetros, onde definem-se a rotação adimensional $r = \theta_r/\theta_0$ e o momento adimensional $m = M_r/M_u$, e tomando-se $\theta_0 = M_u/R_{ki}$, tem-se:

$$r = \frac{|m|}{[1 - |m|^{C_1}]} \quad (26)$$

Ainda, a rigidez tangente é dada por:

$$R_{kt} = \frac{dM_r}{d\theta_r} = \frac{R_{ki} \left[1 - \left| \frac{M_r}{M_u} \right|^{C_1} \right]^2}{[1 + (C_1 - 1) \left| \frac{M_r}{M_u} \right|^{C_1}]} \quad (27)$$

Figura 22 – Forma típica do modelo de potências de Colson & Louveau (1983).



FONTE: Alvarenga (2010).

4.4.4 Modelo Potencial de Richard & Abbott (1975)

O modelo potencial de quatro parâmetros foi originalmente proposto por Richard & Abbott (1975) e expressa o momento como função da rotação da seguinte forma:

$$M_r = \frac{(R_{ki} - R_{kp})\theta_r}{\left(1 + \left|\frac{(R_{ki} - R_{kp})\theta_r}{M_0}\right|^{C_1}\right)^{\frac{1}{C_1}}} + R_{kp}\theta_r \quad (28)$$

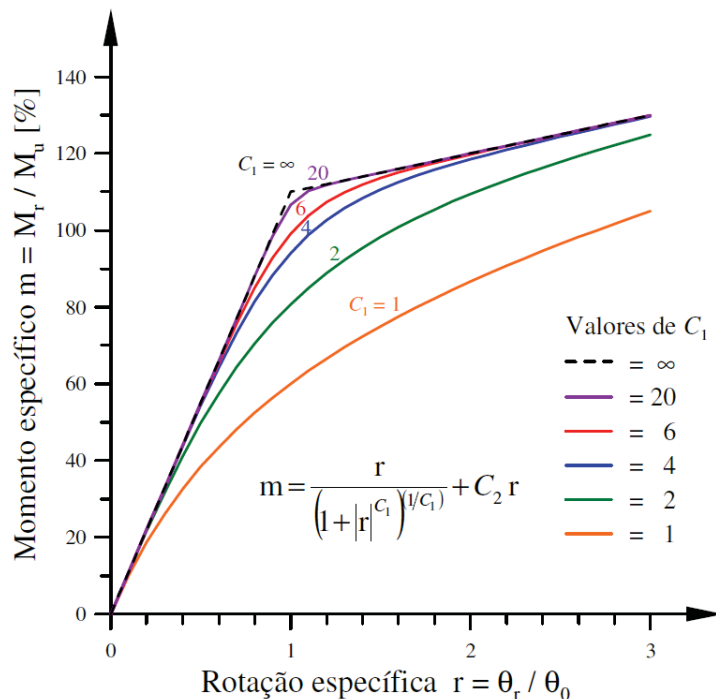
onde C_1 é o parâmetro de ajuste de curva, M_0 o momento de referência, R_{ki} e R_{kp} a rigidez inicial e a rigidez plástica, respectivamente. Da mesma forma como aplicado para o modelo de potências, padroniza-se a equação para representação gráfica (Figura 23), assim, define-se $r = \theta_r/\theta_0$, $m = M_r/M_u$, e tomando-se $M_0 = (R_{kp} - R_{ki})\theta_0$, chegando em:

$$m = \frac{r}{(1 + |r|^{C_1})^{\frac{1}{C_1}}} + C_2 r \quad (29)$$

onde, $C_2 = R_{kp}/(R_{ki} - R_{kp})$. O parâmetro C_2 determina a inclinação limite superior (fixado em 0,1 na Figura 23), enquanto que $(C_1 + C_2)$ define o valor de (m) no qual a

trajetória se modifica de R_{ki} para R_{kp} . Quanto maior for o valor de C_1 , mais a curva se aproximará da forma bilinear da assíntota (ALVARENGA, 2010).

Figura 23 – Forma típica do modelo de potências de Richard & Abbott (1975).



FONTE: Alvarenga (2010).

A rigidez da ligação é obtida por:

$$R_{kt} = \frac{dM_r}{d\theta_r} = \frac{R_{ki}}{\left(1 + \left(\frac{\theta_r}{\theta_0}\right)^{C_1}\right)^{\frac{C_1+1}{C_1}}} + R_{kp} \quad (30)$$

Esse modelo necessita de quatro parâmetros para definir a curva $M-\theta$ e sempre obtém uma rigidez positiva. O modelo apresenta boa implementação computacional e representa muito bem a ligação semirrígida ao pensar-se no modelo físico. É um dos modelos mais utilizados atualmente (CHAN & CHUI, 2000).

4.4.5 Modelo potencial de Kishi & Chen (1987)

A partir do modelo de Richard & Abbott (1975), Kishi & Chen (1987) propuseram um modelo potencial de três parâmetros, que consiste em considerar $R_{kp} = 0$ no modelo de quatro parâmetros (CHAN & CHUI, 2000; ALVARENGA, 2010). Assim, o modelo é dado por:

$$M_r = \frac{R_{ki}\theta_r}{[1 + (\theta_r/\theta_0)^{C_1}]^{(\frac{1}{C_1})}} \quad (31)$$

no qual a rotação de referência é definida por $\theta_0 = M_u/R_{ki}$.

Novamente o parâmetro C_1 define a forma da curva, onde, ao crescer arbitrariamente, a curva do modelo tende a se confundir com o modelo bilinear, com a inclinação inicial dada pela rigidez inicial da ligação. O modelo de Kishi & Chen (1987), ao contrário do modelo de Richard & Abbott (1975), somente alcança o momento de plastificação quando $C_1 > 2$ (CHAN & CHUI, 2000; ALVARENGA, 2010). Novamente, como nos modelos anteriores, é possível obter a forma adimensional da curva tomando-se $r = \theta_r/\theta_0$ e $m = M_r/M_u$, representado na Figura 24, assim:

$$m = \frac{r}{(1 + |r|^{C_1})^{(\frac{1}{C_1})}} \quad (32)$$

Alvarenga (2010) afirma que a vantagem desse modelo é o fato de manter as mesmas características do modelo anterior (Richard & Abbott (1975)) para ligações que não possuem acréscimo de rigidez na plasticidade, nem decréscimo de rigidez, uma vez que a rigidez plástica (R_{kp}) não é um parâmetro na formulação. A rigidez da ligação é definida por:

$$R_{kt} = \frac{dM_r}{d\theta_r} = \frac{R_{ki}}{\left(1 + \left(\frac{\theta_r}{\theta_0}\right)^{C_1}\right)^{\left(\frac{C_1+1}{C_1}\right)}} \quad (33)$$

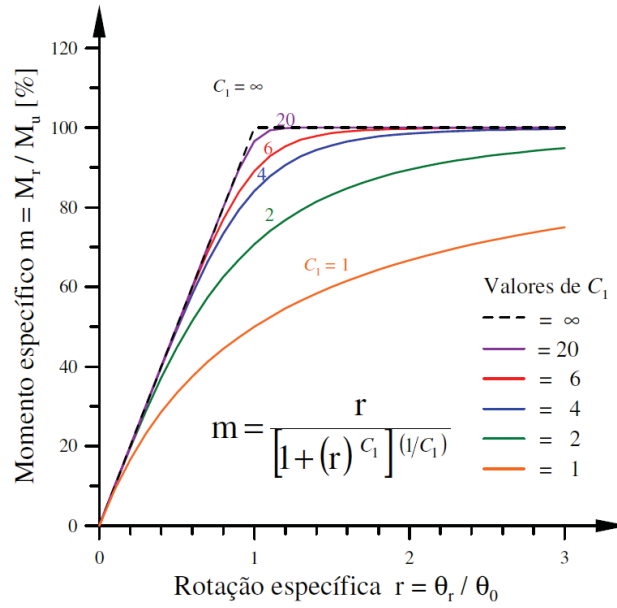
Os valores estimados para o parâmetro C_1 são apresentados na Tabela 3 em função de um valor fixo $X = \log_{10}(\theta_0)$ (ALVARENGA, 2010).

Tabela 3 – Parâmetro C_1 da curva de potências de Kishi & Chen (1987)

| Tipo de conexão | Figura | X_{lim} | $X \leq X_{lim}$ | $X > X_{lim}$ |
|--|-------------|-----------|------------------|------------------|
| Cantoneira dupla de alma | 9(a) | -2,582 | 0,573 | $1,322X + 3,952$ |
| Cantoneira simples de alma | 9(b) | -3,073 | 0,695 | $0,520X + 2,291$ |
| Cantoneira topo e assento | 9(d) | -2,880 | 0,302 | $2,003X + 6,070$ |
| Ch. de topo estendida 2 lados s/ enrij. | 9(e) | -2,810 | 1,216 | $1,730X + 6,077$ |
| Ch. de topo estendida 2 lados c/ enrij. | 9(f) | -2,000 | 1,357 | $1,832X + 5,021$ |
| Ch. de topo estendida 1 lado trac. s/ enrij. | 9(j) s/enr. | -2,360 | 1,982 | $1,021X + 4,392$ |
| Ch. de topo estendida 1 lado trac. c/ enrij. | 9(j) | -2,480 | 2,655 | $0,896X + 4,877$ |
| Ch. de topo estendida cortada s/ enrij. | 9(j) | -2,120 | 1,569 | $1,230X + 4,177$ |
| Ch. de topo estendida cortada c/ enrij. | 9(i)c/enr. | -2,810 | 1,033 | $1,657X + 5,689$ |

FONTE: Alvarenga (2010).

Figura 24 – Forma típica do modelo de potências de Kishi & Chen (1987)



FONTE: Alvarenga (2010).

4.4.6 Modelo potencial de Ramberg-Osgood (1943)

O modelo de Ramberg-Osgood (1943) foi originalmente proposto para relações tensão-deformação não lineares. Ang & Morris (1984), baseando-se no trabalho de Frye & Morris (1975), substituíram a curva polinomial momento-rotação da ligação destes pesquisadores pela função proposta por Ramberg & Osgood (1943) (CHAN & CHUI, 2000; ALVARENGA, 2010), obtendo então a função:

$$\frac{\theta_r}{\theta_0} = \frac{(K_m M_r)}{(K_m M_0)} \left\{ 1 + \left[\frac{(K_m M_r)}{(K_m M_0)} \right]^{(C_1 - 1)} \right\} \quad (34)$$

onde o parâmetro C_1 determina a forma da curva; $K_m M_0$ e θ_0 são constantes definindo o ponto de interseção das curvas, como apresentado na Figura 25. Nessa figura a Eq. (34) está plotada em sua forma adimensional [$m = M_r / M_0$], dada por:

$$r = m[1 + m^{(C_1 - 1)}] \quad (35)$$

A rigidez da ligação é então obtida por:

$$R_{kt} = \frac{dM_r}{d\theta_r} = \frac{(K_m M_0) / \theta_0}{1 + C_1 \left[\frac{(K_m M_r)}{(K_m M_0)} \right]^{(C_1 - 1)}} \quad (36)$$

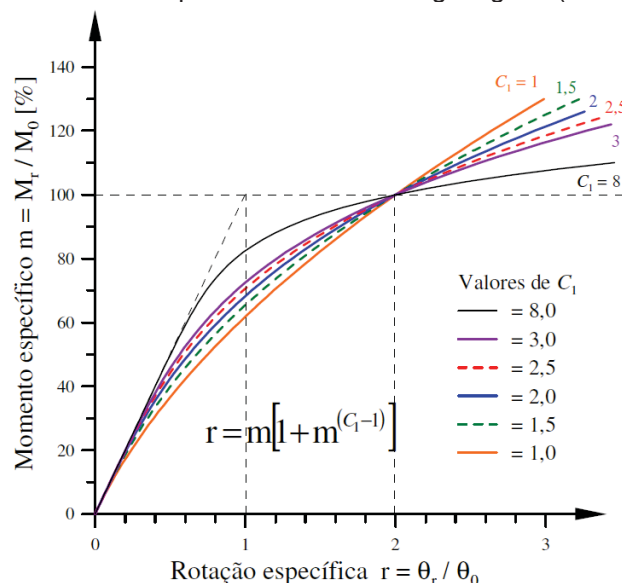
E a rigidez inicial é obtida considerando o momento da ligação (M_r) nulo, assim:

$$R_{ki} = \left. \frac{dM_r}{d\theta_r} \right|_{M_r=0} = \frac{(K_m M_0)}{\theta_0} \quad (37)$$

Utilizando técnicas de ajuste de curvas e resultados experimentais, Ang & Morris (1984) apresentaram os valores para o parâmetro K_m e funções momento-rotação padronizadas para cinco tipos de ligações, como mostradas na Tabela 4.

Este modelo requer apenas três parâmetros para representar bem uma curva M- θ , sendo largamente utilizado para a descrição do comportamento da rigidez de ligações semirrígidas (CHAN & CHUI, 2000; PINHEIRO, 2003).

Figura 25 – Forma típica do modelo de potências de Ramberg-Osgood (1943)



FONTE: Alvarenga (2010)

Tabela 4 – Parâmetros de padronização e de ajuste de curvas utilizando o modelo de Ramberg-Osgood (1943), como proposto por Ang & Morris (1984). Unidades de dimensão em polegadas [in] e momentos em kip.in

| Tipo de conexão | Parâmetros de ajuste da curva | Fator adimensional | Testes |
|------------------------------|--|--|---|
| Cantoneira de alma simples | $\theta_0 = 1,03 \times 10^{-2}$ $K_m M_0 = 32,75$ $C_1 = 3,93$ | $K_m = d^{-2,09} t^{-1,64} g^{2,06}$ | Lipson (1968) |
| Cantoneira dupla de alma | $\theta_0 = 3,98 \times 10^{-3}$ $K_m M_0 = 0,63$ $C_1 = 4,94$ | $K_m = d^{-2,20} t^{0,08} g^{-0,28}$ | Batho & Rowan (1934) Lewitt <i>et al.</i> (1966) |
| Chapa soldada à alma da viga | $\theta_0 = 7,04 \times 10^{-3}$ $K_m M_0 = 186,77$ $C_1 = 4,32$ | $K_m = d^{-2,41} t^{-1,54} g^{2,12} w^{-0,45}$ | Sommer (1969) |
| Cantoneira de topo e assento | $\theta_0 = 5,17 \times 10^{-3}$ $K_m M_0 = 745,94$ $C_1 = 5,61$ | $K_m = d^{-1,06} t^{-0,54} l^{0,85} f^{-1,28}$ | Hechtman & Johnston (1947) |
| 4 cantoneiras cercando | $\theta_0 = 4,58 \times 10^{-5}$ $K_m M_0 = 753,26$ $C_1 = 5,98$ | $K_m = h^{-0,059} t^{-0,85} r^{-1,06}$ | Beulieu & Giroux (1974) Brun & Picard (1976) |

FONTE: Chan & Chui (2000)

4.4.7 Modelo exponencial de Lui & Chen (1986)

Além dos modelos potenciais, outra tentativa de representar o comportamento da curva $M-\theta$ foram os modelos exponenciais. O modelo proposto por Lui & Chen (1986, 1988), fornece bons resultados desde que na ligação não se manifeste o encruamento (ALVARENGA, 2010). A curva proposta é dada por:

$$M_r = \sum_{j=1}^n \left\{ C_j \left[1 - \exp \left(-\frac{|\theta_r|}{2jC_a} \right) \right] \right\} + M_0 + R_{kp} |\theta_r| \quad (38)$$

onde M_r é o valor do momento na ligação; $|\theta_r|$ o módulo da deformação rotacional da conexão; M_0 é o momento inicial; R_{kp} é a rigidez plástica final; e há um somatório de constantes de momento C_j com decaimento exponencial relacionado a um passo constante de rotação C_a . Assim, são necessários $(n+3)$ parâmetros, o que representa uma boa precisão do modelo (ALVARENGA, 2010; CHAN & CHUI, 2000). A rigidez tangente é dada por:

$$R_{kt} = \left. \frac{dM_r}{d\theta_r} \right|_{|\theta_r|=|\theta_r|} = \sum_{j=1}^n \left[\frac{C_j}{2jC_a} \exp \left(-\frac{|\theta_r|}{2jC_a} \right) \right] + R_{kp} \quad (39)$$

e o valor da rigidez inicial R_{ki} é obtida por:

$$R_{ki} = \left. \frac{dM_r}{d\theta_r} \right|_{|\theta_r|=0} = \sum_{j=1}^n \left(\frac{C_j}{2jC_a} \right) + R_{kp} \quad (40)$$

Os valores de R_{ki} , assim como das constantes C_j e C_a , são apresentados na Tabela 5, correspondentes a quatro tipos de ligações, representadas na C_{Lj} é um coeficiente de ajustamento para a porção linear da curva e $H[\theta_r]$ é a função de Heavyside, definida como:

$$H[\theta_r] = \begin{cases} 1 & \text{quando } \theta_r \geq 0 \\ 0 & \text{quando } \theta_r < 0 \end{cases} \quad (43)$$

Figura 26 e na Figura 27. Caso haja uma mudança abrupta na declividade da curva $M-\theta$, este modelo pode não representá-la corretamente.

Kishi & Chen (1987) substituíram, posteriormente, o termo $R_{kp} |\theta_r|$ da Eq. (38) por uma expressão que acomoda uma parcela linear, sendo dada por:

$$R_{kp} |\theta_r| = \sum_{j=1}^n [C_{Lj} (\theta_r - \theta_j) H(\theta_r - \theta_j)] \quad (41)$$

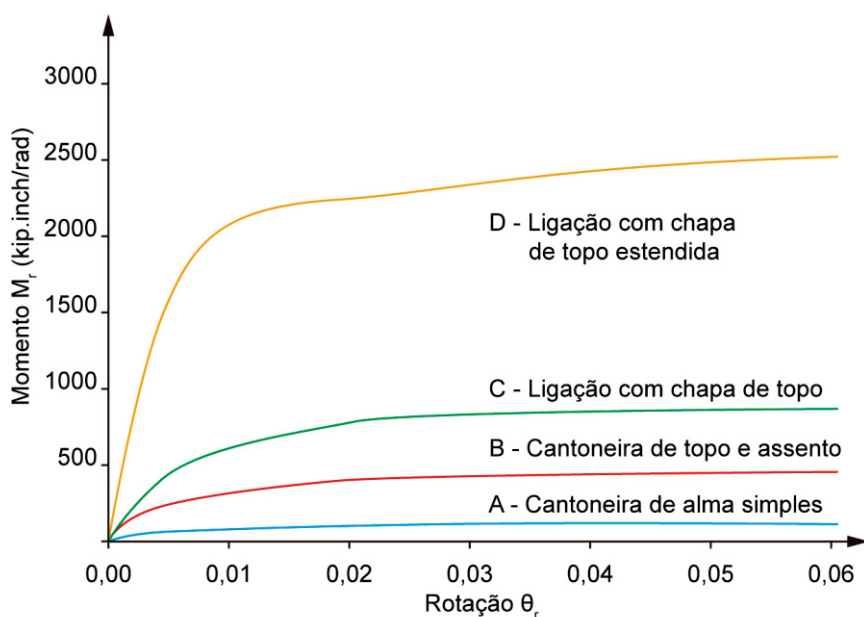
Assim obtém-se a relação:

$$M_r = \sum_{j=1}^n \left\{ C_j \left[1 - \exp \left(-\frac{|\theta_r|}{2jC_a} \right) \right] \right\} + M_0 + \sum_{j=1}^n [C_{Lj}(\theta_r - \theta_j)H(\theta_r - \theta_j)] \quad (42)$$

C_{Lj} é um coeficiente de ajustamento para a porção linear da curva e $H[\theta_r]$ é a função de Heavyside, definida como:

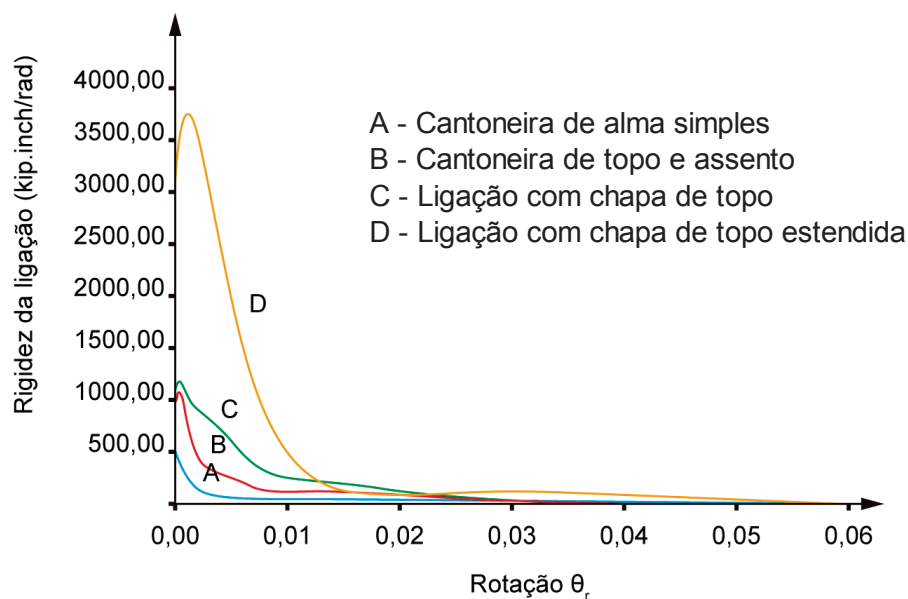
$$H[\theta_r] = \begin{cases} 1 & \text{quando } \theta_r \geq 0 \\ 0 & \text{quando } \theta_r < 0 \end{cases} \quad (43)$$

Figura 26 – Propriedades das ligações representadas pelo modelo exponencial de Lui & Chen (1988) – Curvas momento-rotação.



FONTE: Adaptado de Chan & Chui (2000)

Figura 27 – Propriedades das ligações representadas pelo modelo exponencial de Lui & Chen (1988) – Curvas rigidez-rotação



FONTE: Adaptado de Chan & Chui (2000)

Tabela 5 – Parâmetros do modelo exponencial de Lui & Chen

| | Tipo de Ligação [kip.in] | | | |
|----------|-------------------------------|---------------------------------|------------------------------|--|
| | Cantoneira de Alma Simples | Cantoneira de topo e assento | Ligação com chapa de topo | Ligação com chapa de topo estendida |
| | Richard et al. (1982) | Azizinamini et al. (1985) | Ostrander (1970) | Johnson & Walpole (1981) |
| M_0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| R_{kp} | $0,47104 \times 10^2$ | $0,43169 \times 10^3$ | $0,96415 \times 10^3$ | $0,41193 \times 10^3$ |
| C_a | $0,51167 \times 10^{-3}$ | $0,31425 \times 10^{-3}$ | $0,31783 \times 10^{-3}$ | $0,67083 \times 10^{-3}$ |
| C_1 | $-0,43300 \times 10^2$ | $-0,34515 \times 10^3$ | $-0,25038 \times 10^3$ | $-0,67824 \times 10^3$ |
| C_2 | $0,12139 \times 10^4$ | $0,52345 \times 10^4$ | $0,50736 \times 10^4$ | $0,27084 \times 10^4$ |
| C_3 | $-0,58583 \times 10^4$ | $-0,26762 \times 10^5$ | $-0,30396 \times 10^5$ | $-0,21389 \times 10^5$ |
| C_4 | $0,12971 \times 10^5$ | $0,61920 \times 10^5$ | $0,75338 \times 10^5$ | $0,78563 \times 10^5$ |
| C_5 | $-0,13374 \times 10^5$ | $-0,65114 \times 10^5$ | $-0,82873 \times 10^5$ | $-0,99740 \times 10^5$ |
| C_6 | $0,52224 \times 10^4$ | $0,25506 \times 10^5$ | $0,33927 \times 10^5$ | $0,43042 \times 10^5$ |
| R_{ki} | $0,48000 \times 10^5$ | $0,95219 \times 10^5$ | $0,11000 \times 10^6$ | $0,30800 \times 10^6$ |

FONTE: Chan & Chui (2000).

A rigidez tangente e a rigidez inicial passam a ser obtidas por:

$$R_{kt} = \left. \frac{dM_r}{d\theta_r} \right|_{|\theta_r|=|\theta_r|} = \sum_{j=1}^n \left[\frac{C_j}{2jC_a} \exp\left(-\frac{|\theta_r|}{2jC_a}\right) \right] + \sum_{j=1}^n [C_{Lj}H(\theta_r - \theta_j)] \quad (44)$$

$$R_{ki} = \left. \frac{dM_r}{d\theta_r} \right|_{|\theta_r|=0} = \sum_{j=1}^n \left(\frac{C_j}{2jC_a} \right) + C_{Lj}H[\theta_r]_{Lj=1} \quad (45)$$

onde θ_j são as rotações iniciais das componentes lineares; os parâmetros em comum com as Equações ((38), (39) e (40)) apresentam os mesmos significados. Apesar da aparente complexidade das equações, essas equações podem ser facilmente incorporadas a programas computacionais.

4.4.8 Modelo exponencial de Yee & Melchers (1986)

Um dos primeiros modelos analíticos e exponenciais foi proposto por Yee & Melchers (1986), em que buscaram representar a curva M- θ utilizando parâmetros com certa coerência, identificando a relação entre os termos envolvidos (ALVARENGA, 2010). Esse modelo exponencial simplificado de quatro parâmetros tem a seguinte forma:

$$M_r = M_p \left\{ 1 - \exp \left[\frac{-(R_{ki} - R_{kp} + C_1\theta_r)\theta_r}{M_p} \right] \right\} + R_{kp}\theta_r \quad (46)$$

sendo C_1 uma constante de ajuste, que controla a inclinação da curva. A rigidez da ligação é calculada por:

$$R_{kt} = R_{kp} + (R_{ki} - R_{kp} + 2C_1\theta_r) \exp \left[\frac{-(R_{ki} - R_{kp} + C_1\theta_r)\theta_r}{M_p} \right] \quad (47)$$

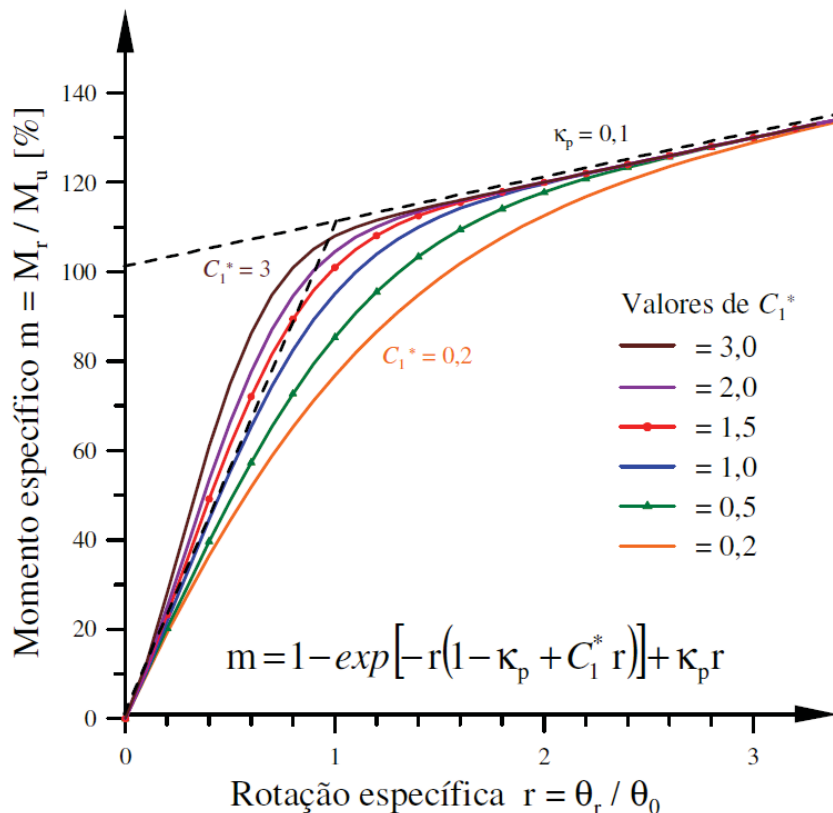
Essa curva possui uma rigidez inicial na origem e à medida que θ_r cresce, aproxima-se da reta $M = M_0 + R_{kp}\theta_r$, onde M_p representa o momento plástico da ligação, e R_{kp} a rigidez plástica da ligação (ALVARENGA, 2010). Assumindo a forma adimensional representada na Figura 28, onde define-se $r = \theta_r/\theta_0$, $m = M_r/M_0$ e $k_p = R_{kp}/R_{ki}$, obtém-se:

$$m = 1 - \exp[-r(1 - k_p + C_1^*r)] + k_p r \quad (48)$$

e o novo parâmetro de forma C_1^* é dado por:

$$C_1^* = \frac{C_1\theta_0}{R_{ki}} \quad (49)$$

Figura 28 – Forma típica do modelo exponencial de Yee & Melchers (1986)



FONTE: Alvarenga (2010)

4.4.9 Modelo exponencial de Wu & Chen (1990)

Wu & Chen (1990) apresentaram um dos últimos modelos propostos para determinar o comportamento da curva $M-\theta$: o modelo exponencial de três parâmetros, dada por:

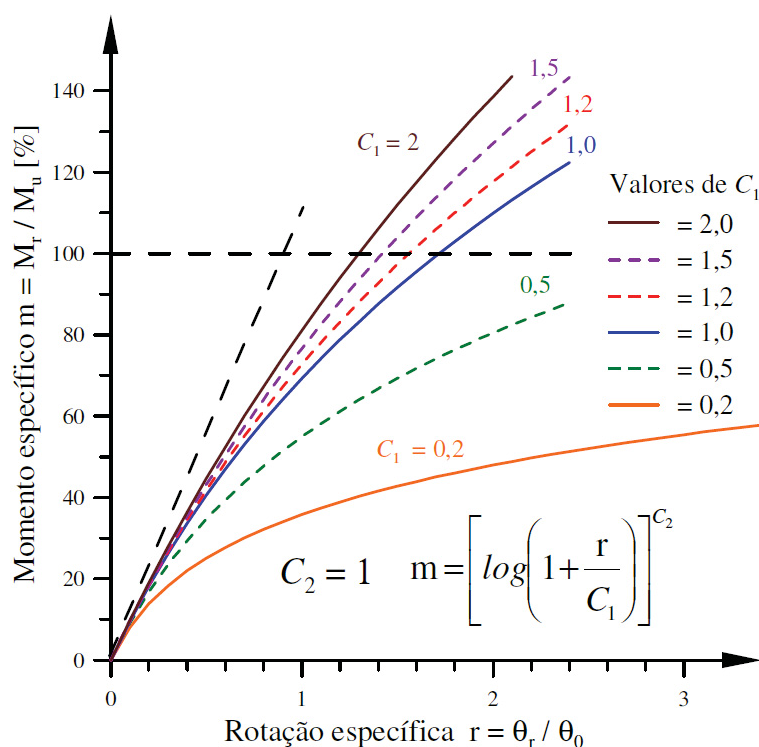
$$\frac{M_r}{M_0} = \left[\log \left(1 + \frac{\theta}{C_1 \theta_0} \right) \right]^{C_2} \text{ ou } m = \left[\log \left(1 + \frac{r}{C_1} \right) \right]^{C_2} \quad (50)$$

na qual C_1 e M_0 são parâmetros de forma, C_2 é o expoente, e os demais parâmetros já foram definidos. A Figura 29 apresenta o comportamento da curva ao variar os valores de C_1 e fixando-se o valor de C_2 como 1.

A rigidez da ligação é obtida por:

$$R_{kt} = \frac{M_0 C_1^2}{(C_2 + \theta_0)} \left[\log \left(1 + \frac{\theta}{C_1 \theta_0} \right) \right]^{(C_2-1)} \quad (51)$$

Figura 29 – Forma típica do modelo de potências de Wu & Chen (1990)



FONTE: Alvarenga (2010).

Os diversos modelos apresentados são propostos na literatura para determinar o comportamento da curva $M-\theta$, e aparentemente, o modelo adotado não altera significativamente o ponto limite de carga (ALVARENGA, 2010).

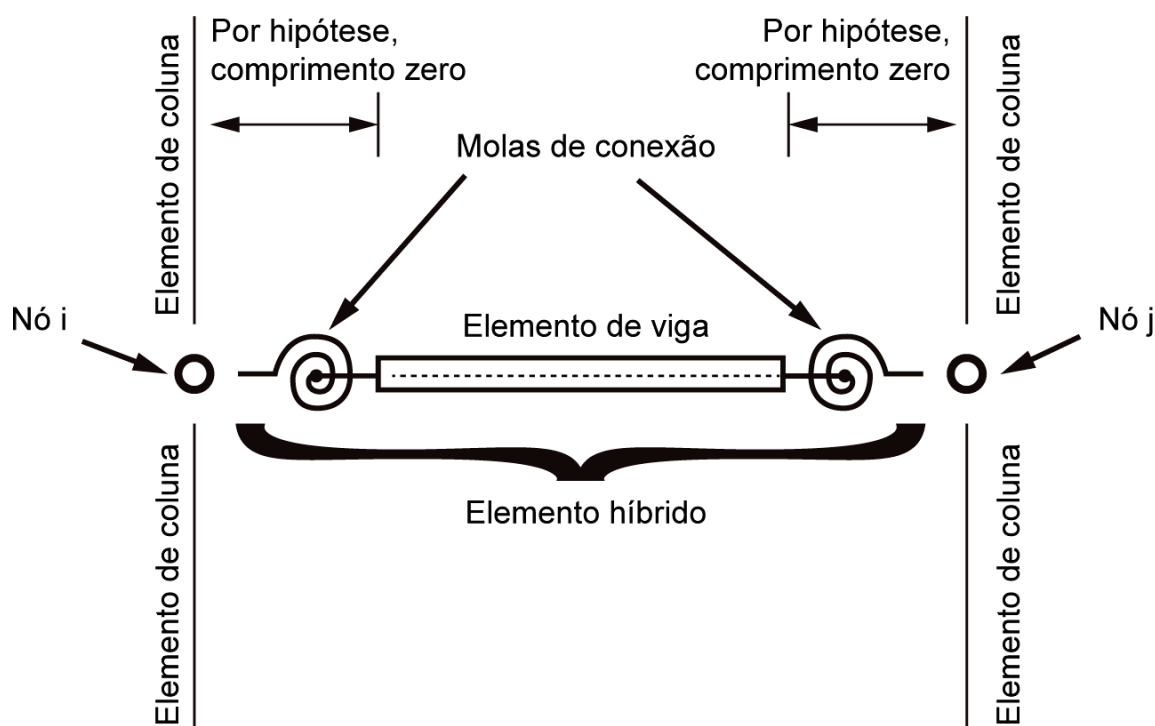
4.5 ACOPLAMENTO DA RIGIDEZ

Na literatura encontram-se diversos modelos de acoplamento da rigidez para construção de um elemento finito que considere a ligação semirrígida (CHAN & CHUI, 2000; TORKAMANI *ET AL.*, 1997; YANG & KUO, 1994; SEKULOVIC & SALATIC, 2001; CHEN & LUI, 1991). Entretanto, este trabalho aborda somente o elemento

semirrígido proposto por Chan & Chui (2000). Isso ocorre, pois o software NIDA, que será utilizado no desenvolvimento e obtenção dos resultados deste trabalho, baseia-se no acoplamento de rigidez proposto por Chan & Chui (2000). Mais detalhes sobre o funcionamento e características do software serão apresentados posteriormente.

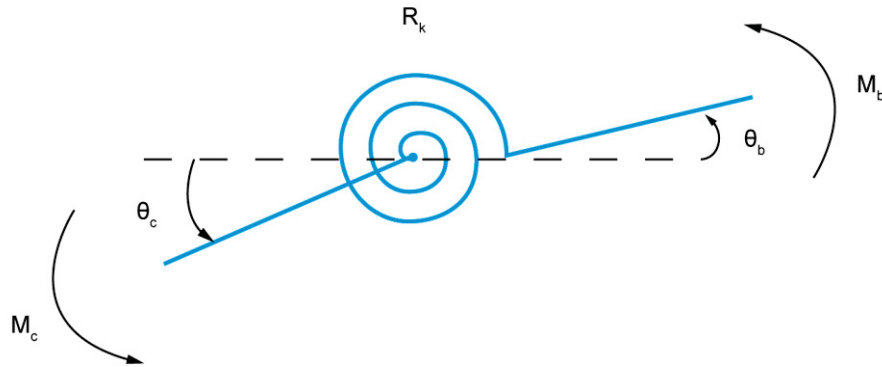
Uma ligação semirrígida pode ser modelada como um elemento de mola rotacional inserido no ponto de interseção entre a viga e a coluna, como apresentado na Figura 30 e na Figura 31. Conforme apresentado na seção 3, para a grande maioria das estruturas em aço, os efeitos sobre a deformação da ligação causados pelas forças axiais e forças cisalhantes são pequenos, se comparados com aqueles causados pelo momento fletor. Por essa razão, no modelo desconsidera-se o efeito axial e de cisalhamento, apenas a deformação rotacional do elemento de mola é considerado nas análises práticas. Tal elemento de mola apresenta comprimento nulo, não alterando as características da ligação.

Figura 30 – Modelo de elemento de pórtico semirrígido idealizado.



FONTE: Adaptado de Chan & Chui (2000)

Figura 31 – Elemento de mola simulando uma conexão



FONTE: Chan & Chui (2000).

Devido à flexibilidade de uma ligação semirrígida, as rotações das extremidades da articulação conectadas às colunas e das extremidades conectadas às vigas são, em geral, diferentes. Para a representação no desenvolvimento dessa formulação, serão nomeadas como a rotação da conexão e a rotação da viga, θ_c e θ_b , respectivamente. A condição de equilíbrio da conexão apresentada na Figura 31, é dada por:

$$M_c + M_b = 0 \quad (52)$$

onde:

$$M_c = R_k(\theta_c - \theta_b) \quad (53)$$

$$M_b = -M_c = -R_k(\theta_c - \theta_b) \quad (54)$$

em que M_c é o momento na ligação e M_b é o momento na viga atuando no elemento de mola, e R_k é a rigidez da ligação. Reorganizando as Equações (53) e (54) de forma incremental matricial, obtém-se:

$$\begin{Bmatrix} \Delta M_c \\ \Delta M_b \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} R_k & -R_k \\ -R_k & R_k \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta \theta_c \\ \Delta \theta_b \end{Bmatrix} \quad (55)$$

sendo ΔM_c o momento nodal incremental na ligação e ΔM_b o momento nodal incremental da viga; $\Delta \theta_c$ e $\Delta \theta_b$ as rotações nodais incrementais correspondentes àqueles momentos, e R_k a rigidez tangente da conexão, obtida por:

$$R_k = \frac{M_c}{(\theta_c - \theta_b)} = \frac{M_b}{(\theta_b - \theta_c)} \quad (56)$$

Conforme Chan & Chui (2000), a mola da ligação e o elemento de viga-coluna são combinados de modo a formar um elemento híbrido, apresentado na Figura 32. Um dos lados do elemento de mola está conectado ao elemento de viga-coluna enquanto o outro lado está conectado ao nó global (ou à coluna). Com as molas de conexão, adicionadas às extremidades da viga-coluna, a matriz de rigidez

convencional do elemento deverá ser modificada de tal modo a levar em consideração o efeito das ligações semirrígidas. A matriz de rigidez resultante poderá, então, ser utilizada nas análises posteriores. A relação de rigidez do elemento será dada por:

$$\begin{Bmatrix} \Delta M_{bi} \\ \Delta M_{bj} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{ii} & K_{ij} \\ K_{ji} & K_{jj} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta \theta_{bi} \\ \Delta \theta_{bj} \end{Bmatrix} \quad (57)$$

onde os subscritos 'i' e 'j' referem-se aos nós extremos i e j do elemento de viga-coluna (Figura 32). Os termos K_{ij} são as componentes de rigidez à flexão da viga. Combinando a Equação (57) com as componentes de rigidez das molas das duas extremidades do elemento, obtém-se:

$$\begin{Bmatrix} \Delta M_{ci} \\ \Delta M_{bi} \\ \Delta M_{bj} \\ \Delta M_{cj} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} R_{ki} & -R_{ki} & 0 & 0 \\ -R_{ki} & R_{ki} + K_{ii} & K_{ij} & 0 \\ 0 & K_{ji} & R_{kj} + K_{jj} & -R_{kj} \\ 0 & 0 & -R_{kj} & R_{kj} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta \theta_{ci} \\ \Delta \theta_{bi} \\ \Delta \theta_{bj} \\ \Delta \theta_{cj} \end{Bmatrix} \quad (58)$$

onde R_{ki} e R_{kj} são as componentes de rigidez tangentes das molas da ligação e $\Delta \theta_i$ e $\Delta \theta_j$, são as rotações incrementais das duas extremidades do elemento tomando-se como base a última configuração de equilíbrio.

Os graus internos de liberdade para a expressão da rigidez podem ser eliminados por um procedimento de condensação estática padrão. A expressão da rigidez de um elemento de viga com ambas as extremidades conectadas a um par de molas pode ser finalmente escrita como (CHAN & CHUI, 2000):

$$[K_e][\theta_e] = [M_e] \quad (59)$$

onde:

$$[\theta_e] = [\theta_{ci} \quad \theta_{cj}]^T \quad (60)$$

$$[M_e] = [M_{ci} \quad M_{cj}]^T \quad (61)$$

$$[K_e] = \frac{1}{\beta} \begin{bmatrix} R_{ki}\beta - R_{ki}^2(R_{kj} + K_{jj}) & K_{ij}R_{ki}R_{kj} \\ K_{ji}R_{ki}R_{kj} & R_{kj}\beta - R_{kj}^2(R_{ki} + K_{ii}) \end{bmatrix} \quad (62)$$

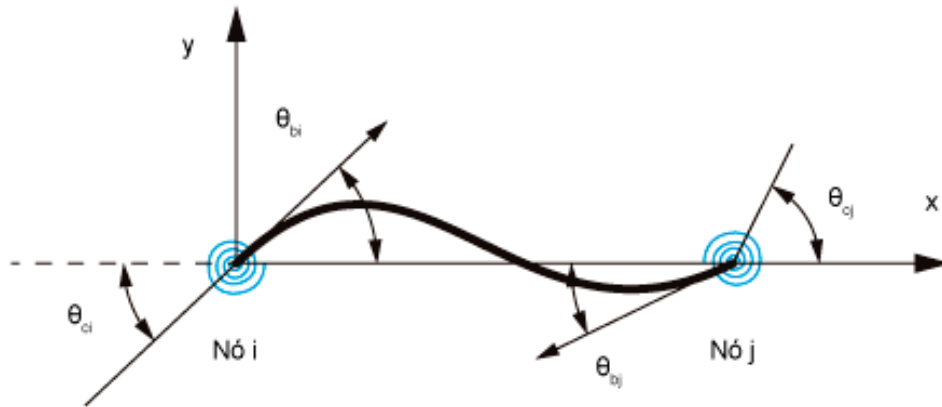
sendo β definido por:

$$\beta = \det \begin{vmatrix} K_{ii} + R_{ki} & K_{ij} \\ K_{ji} & K_{jj} + R_{kj} \end{vmatrix} \quad (63)$$

Ainda, é possível reescrever a expressão de forma incremental matricial, obtendo:

$$\begin{Bmatrix} \Delta M_{ci} \\ \Delta M_{cj} \end{Bmatrix} = \left(\begin{bmatrix} R_{ki} & 0 \\ 0 & R_{kj} \end{bmatrix} - \frac{1}{\beta} \begin{bmatrix} R_{ki} & 0 \\ 0 & R_{kj} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} R_{kj} + K_{jj} & -K_{ij} \\ -K_{ji} & R_{ki} + K_{ii} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} R_{ki} & 0 \\ 0 & R_{kj} \end{bmatrix} \right) \begin{Bmatrix} \Delta \theta_{ci} \\ \Delta \theta_{cj} \end{Bmatrix} \quad (64)$$

Figura 32 – Elemento híbrido (viga-coluna) com molas de conexão adicionadas.



FONTE: Adaptado de Chan & Chui (2000)

Para um elemento de viga-coluna, pode-se ainda determinar algumas relações entre os esforços cisalhantes e os momentos incrementais. Essas relações são descritas a partir da Figura 33, com as formulações a seguir:

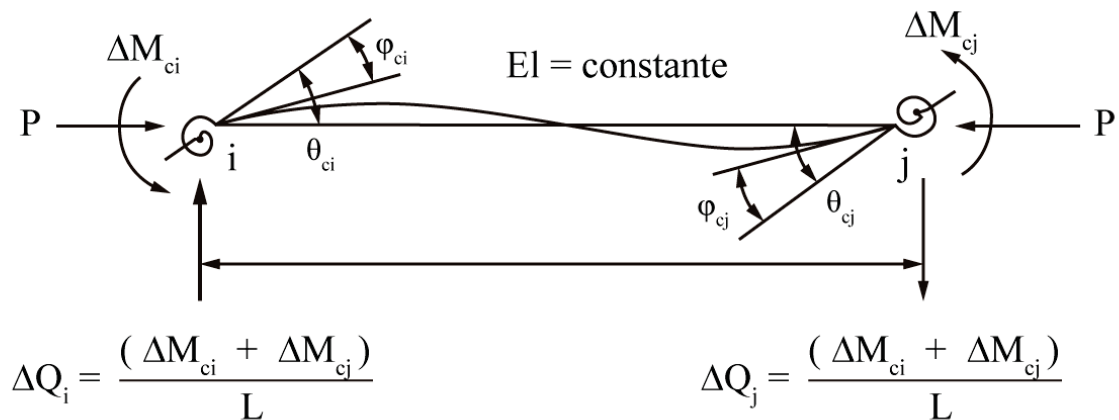
$$\Delta M_i = \Delta M_{ci} \quad (65a)$$

$$\Delta Q_i = \frac{\Delta M_{ci} + \Delta M_{cj}}{L} \quad (65b)$$

$$\Delta M_j = \Delta M_{cj} \quad (65c)$$

$$\Delta Q_j = -\frac{\Delta M_{ci} + \Delta M_{cj}}{L} \quad (65d)$$

Figura 33 – Notações para forças nodais do elemento de pórtico plano com ligações semirrígidas



FONTE: Pinheiro (2003)

em que ΔM_i e ΔM_j são os momentos incrementais, ΔQ_i e ΔQ_j são as forças cisalhantes nos nós do elemento híbrido e L é o comprimento do elemento de viga-coluna. Escrevendo a equação 65 de forma matricial obtém-se:

$$\begin{bmatrix} \Delta M_i \\ \Delta Q_i \\ \Delta M_j \\ \Delta Q_j \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 1/L & 1/L \\ 0 & 1 \\ -1/L & -1/L \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} M_{ci} \\ M_{cj} \end{Bmatrix} \quad (66)$$

Substituindo a equação 64 na equação 66, obtem-se:

$$\begin{bmatrix} \Delta M_i \\ \Delta Q_i \\ \Delta M_j \\ \Delta Q_j \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 1/L & 1/L \\ 0 & 1 \\ -1/L & -1/L \end{bmatrix} \left(\begin{bmatrix} R_{ki} & 0 \\ 0 & R_{kj} \end{bmatrix} - \frac{1}{\beta} \begin{bmatrix} R_{ki} & 0 \\ 0 & R_{kj} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} R_{kj} + K_{jj} & -K_{ij} \\ -K_{ji} & R_{ki} + K_{ii} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} R_{ki} & 0 \\ 0 & R_{kj} \end{bmatrix} \right) \begin{Bmatrix} \Delta \theta_{ci} \\ \Delta \theta_{cj} \end{Bmatrix} \quad (67)$$

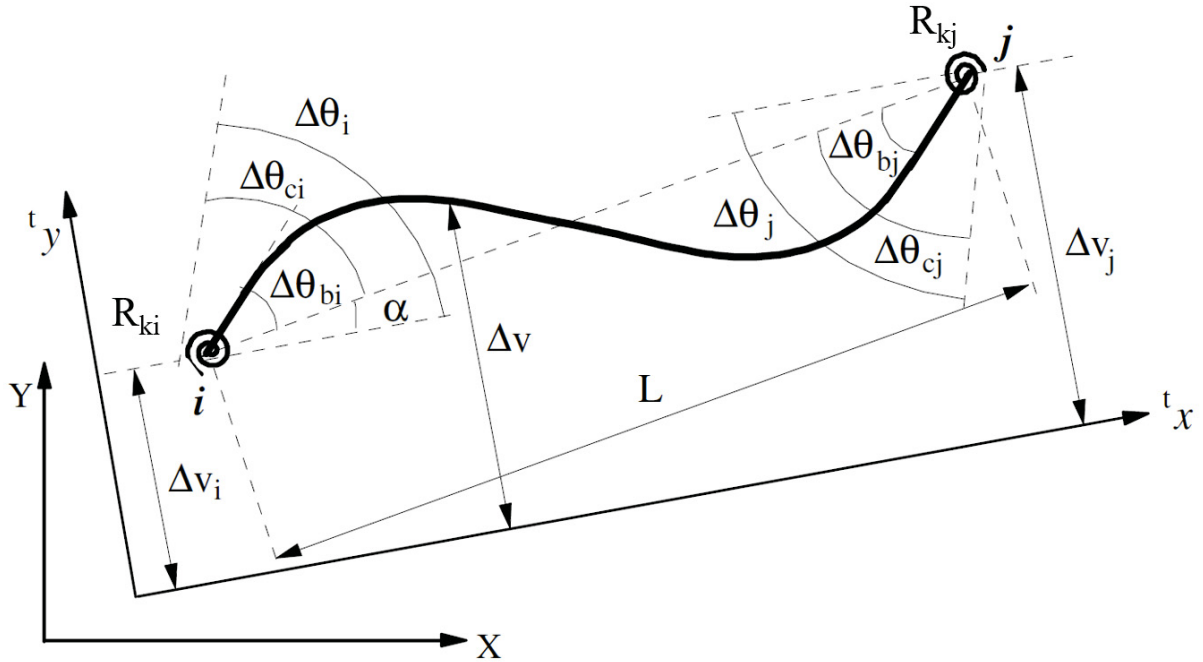
A partir da Figura 34, a seguir, é possível estabelecer as seguintes igualdades:

$$\Delta \theta_{ci} = \Delta \theta_i - \alpha \quad (68)$$

$$\Delta \theta_{cj} = \Delta \theta_j - \alpha \quad (69)$$

com $\alpha = (\Delta v_j - \Delta v_i)/L$.

Figura 34 – Deslocamento nodais do elemento na configuração deformada



FONTE: Adaptado de Silva (2009)

Assim, com essas relações escreve-se:

$$\begin{Bmatrix} \Delta \theta_{ci} \\ \Delta \theta_{cj} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1/L & 1 & -1/L & 0 \\ 1/L & 0 & -1/L & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta \theta_i \\ \Delta v_i \\ \Delta \theta_j \\ \Delta v_j \end{Bmatrix} \quad (70)$$

Com a formulação apresentada na equação 70, pode-se agora obter a matriz de rigidez elástica para o elemento híbrido de viga-coluna substituindo na equação 67, que fornecerá:

$$\begin{bmatrix} \Delta M_i \\ \Delta Q_i \\ \Delta M_j \\ \Delta Q_j \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 1/L & 1/L \\ 0 & 1 \\ -1/L & -1/L \end{bmatrix} \left(\begin{bmatrix} R_{ki} & 0 \\ 0 & R_{kj} \end{bmatrix} - \frac{1}{\beta} \begin{bmatrix} R_{ki} & 0 \\ 0 & R_{kj} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} R_{kj} + K_{jj} & -K_{ij} \\ -K_{ji} & R_{ki} + K_{ii} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} R_{ki} & 0 \\ 0 & R_{kj} \end{bmatrix} \right) \begin{bmatrix} 1/L & 1 & -1/L & 0 \\ 1/L & 0 & -1/L & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta \theta_i \\ \Delta v_i \\ \Delta \theta_j \\ \Delta v_j \end{Bmatrix} \quad (71)$$

cuja expressão final será:

$$\begin{bmatrix} \Delta M_i \\ \Delta Q_i \\ \Delta M_j \\ \Delta Q_j \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} Ke_{1,1} & Ke_{1,2} & Ke_{1,3} & Ke_{1,4} \\ Ke_{2,1} & Ke_{2,2} & Ke_{2,3} & Ke_{2,4} \\ Ke_{3,1} & Ke_{3,2} & Ke_{3,3} & Ke_{3,4} \\ Ke_{4,1} & Ke_{4,2} & Ke_{4,3} & Ke_{4,4} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta \theta_i \\ \Delta v_i \\ \Delta \theta_j \\ \Delta v_j \end{Bmatrix} \quad (72)$$

onde:

$$Ke_{1,1} = R_{ki} - \frac{R_{ki}^2 (R_{kj} + K_{jj})}{\beta} \quad (73a)$$

$$Ke_{1,2} = -Ke_{1,4} = \frac{R_{ki}}{L} + \frac{R_{ki} K_{ij} R_{kj} - R_{ki}^2 (R_{kj} + K_{jj})}{\beta L} \quad (73b)$$

$$Ke_{1,3} = \frac{R_{ki} K_{ij} R_{kj}}{\beta} \quad (73c)$$

$$Ke_{2,1} = -Ke_{4,1} = \frac{R_{ki}}{L} + \frac{R_{kj} K_{ji} R_{ki} - R_{ki}^2 (R_{kj} + K_{jj})}{\beta L} \quad (73d)$$

$$Ke_{2,2} = Ke_{4,4} = \frac{R_{ki} + R_{kj}}{L^2} + \frac{R_{kj} R_{ki} (K_{ji} + K_{ij}) - R_{ki}^2 (R_{ki} + K_{ii}) - R_{ki}^2 (R_{kj} + K_{jj})}{\beta L^2} \quad (73e)$$

$$Ke_{2,3} = -Ke_{4,3} = \frac{R_{kj}}{L} + \frac{R_{ki} K_{ij} R_{kj} - R_{kj}^2 (R_{ki} + K_{ii})}{\beta L} \quad (73f)$$

$$Ke_{2,4} = Ke_{4,2} = \frac{R_{kj}^2 (R_{ki} + K_{ii}) + R_{ki}^2 (R_{kj} + K_{jj}) - R_{kj} R_{ki} (K_{ji} + K_{ij})}{\beta L^2} - \frac{(R_{ki} + R_{kj})}{L^2} \quad (73g)$$

$$Ke_{3,1} = \frac{R_{kj} K_{ji} R_{ki}}{\beta} \quad (73h)$$

$$Ke_{3,2} = \frac{R_{kj}}{L} + \frac{R_{kj} K_{ji} R_{ki} - R_{kj}^2 (R_{ki} + K_{ii})}{\beta L} \quad (73i)$$

$$Ke_{3,3} = R_{kj} - \frac{R_{kj}^2 (R_{ki} + K_{ii})}{\beta} \quad (73j)$$

Tendo-se ainda que $K_{ii} = K_{jj} = 4EI/L$ e $K_{ij} = K_{ji} = 2EI/L$ para a solução linear, a matriz de rigidez global terá forma simétrica, como apresentado na equação 74. Além disso, reagrupando-se na matriz completa que possui dimensão 6, obter-se-á:

$$\begin{bmatrix} \Delta P_i \\ \Delta Q_i \\ \Delta M_i \\ \Delta P_j \\ \Delta Q_j \\ \Delta M_j \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} EA/L & 0 & 0 & -EA/L & 0 & 0 \\ 0 & Ke_{2,2} & Ke_{2,1} & 0 & Ke_{2,4} & Ke_{2,3} \\ 0 & Ke_{1,2} & Ke_{1,1} & 0 & Ke_{1,4} & Ke_{1,3} \\ -EA/L & 0 & 0 & EA/L & 0 & 0 \\ 0 & Ke_{4,2} & Ke_{4,1} & 0 & Ke_{4,4} & Ke_{4,3} \\ 0 & Ke_{3,2} & Ke_{3,1} & 0 & Ke_{3,4} & Ke_{3,3} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta u_i \\ \Delta v_i \\ \Delta \theta_i \\ \Delta u_j \\ \Delta v_j \\ \Delta \theta_j \end{bmatrix} \quad (74)$$

Com o acoplamento da rigidez e o elemento híbrido apresentados, na seção seguinte é apresentado o comportamento das ligações coluna-base que serão também utilizadas nas análises posteriores deste trabalho.

4.6 LIGAÇÃO COLUNA-BASE

As bases das colunas constituem uma parte pouco lembrada quando se fala da influência da semirrigidez das ligações nas estruturas. É possível notar no capítulo 2, subseção 2.4, os avanços dos estudos e as considerações desenvolvidas pelos pesquisadores na busca por formulações que representem o comportamento das ligações coluna-base. Batho & Rowan (1934) tentaram, utilizando o conceito de “linha de viga”, descrever a rigidez relativa da ligação. Este procedimento pressupõe que há um momento de rotação da ligação e, ao conhecer as características desse comportamento, torna-se possível refinar procedimentos de análises para explicar o comportamento (não linear) das bases das colunas. O conceito de “linha de viga” é descrito no Anexo B deste trabalho.

Os primeiros estudos dessas ligações apareceram com Salmon *et al.* (1955). A partir de então os estudos começaram a se aprofundar nos comportamentos e nos efeitos das ligações de coluna-base. Wald *et al.* (1996) e Jaspart & Vandegans (1998) realizaram uma série de ensaios e desenvolveram fórmulas analíticas com o método das componentes para ambos os tipos de base (rígidas e flexíveis). Wald *et al.* (1996) definiram a rigidez da ligação e Jaspart & Vandegans (1998) propuseram curvas $M-\theta$.

O método das componentes será abordado no escopo deste trabalho a partir do método proposto por Wald *et al.* (1996) e pelo método proposto por Li *et al.* (2016).

Aborda-se neste trabalho o método proposto em 1996 por ser referencia inicial na determinação da rigidez da ligação de base, sendo uma adaptação a partir do Eurocode 3 (1993), contudo o método é complexo e depende de diversos parâmetros e formulações, como será detalhado na subseção 4.6.1. A segunda metodologia apresentada a partir de Li *et al.* (2016) utiliza como base a versão atualizada do Eurocode 3 (2005), sendo possível a determinação da rigidez inicial da ligação de base e a capacidade resistente ao momento fletor da ligação, enquanto o método de 1996 determina apenas a rigidez inicial. Além da determinação do momento resistente, o método de 2016 utiliza menos parâmetros e a formulação é menos complexa quando comparada ao método proposto por Wald *et al.* (1996), justificando assim sua utilização neste trabalho.

Em nível de construção ou concepção, existem tradicionalmente dois tipos de base, conforme exposto por Alvarenga (2010):

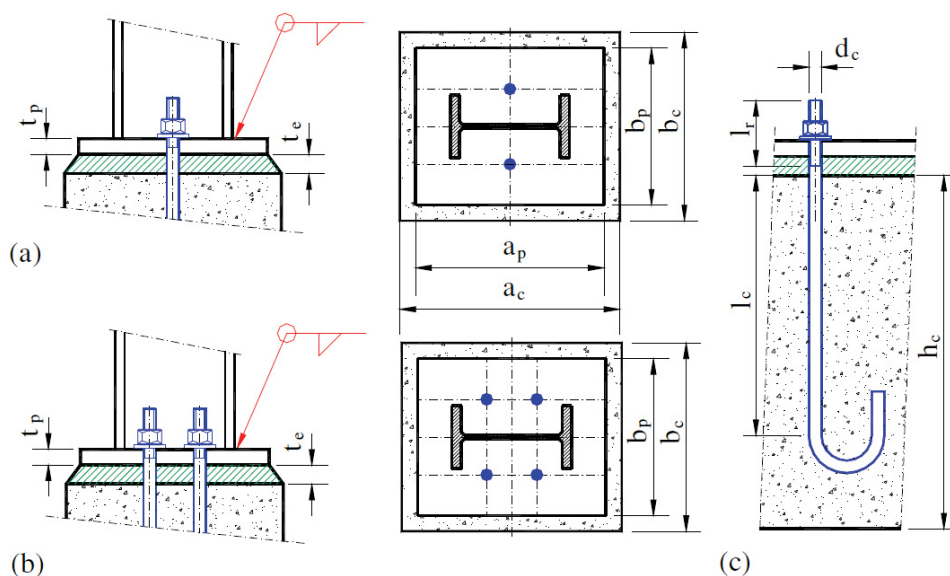
- a) rotuladas – se supõe que os chumbadores não resistem aos momentos, e um pequeno giro da base é permitido sem a presença de esforços. Entretanto, experimentos mostram a existência de uma pequena resistência que pode ser considerada para a coluna. No método construtivo os chumbadores são colocados da seguinte forma: um par no centro (mais tradicional); ou quatro chumbadores centrais (quando o esforço cortante é maior), conforme apresentado na Figura 35.

Com os esforços atuantes, ocorre o giro da ligação (θ_r), porém, surgem esforços de tração e a resultante axial se desloca do centro linear da coluna, gerando um pequeno momento na base. A literatura apresenta algumas dimensões empregadas para definir larguras de bordas, pressões na base e a tração dos chumbadores, bem como o possível efeito alavanca. Alvarenga (2010) aponta que a desvantagem de se empregar esse modelo é que há muitos parâmetros envolvidos.

- b) engastadas – se supõe que os chumbadores e a placa de base fornecem à estrutura a rigidez necessária para absorver todos os esforços e transmiti-los às fundações, não havendo nenhuma rotação relativa entre os elementos (mesma analogia com o comportamento viga-coluna). Entretanto, rotações podem ocorrer na estrutura e essas devem ser consideradas nas análises, principalmente em relação à consequente

movimentação horizontal dos pavimentos superiores. A Figura 36 apresenta o detalhamento da base engastada.

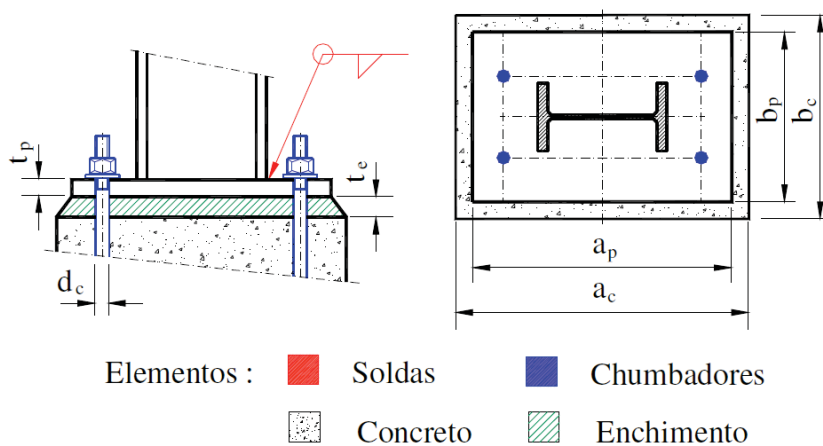
Figura 35 – Base de coluna rotulada: a) com dois chumbadores; b) com 4 chumbadores; c) detalhe do chumbador.



Elementos : ■ Soldas ■ Chumbadores
 Concreto Enchimento

FONTE: Alvarenga (2010)².

Figura 36 – Base de colunas engastadas.



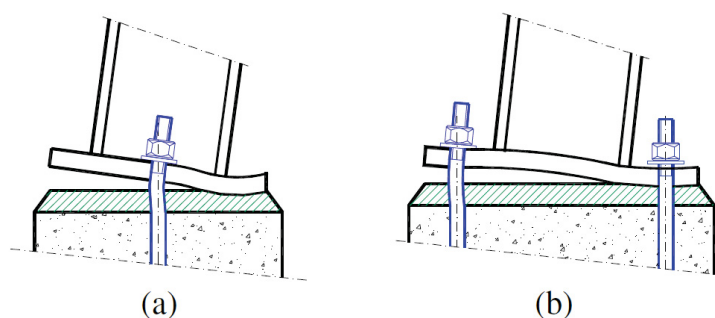
Elementos : ■ Soldas ■ Chumbadores
 Concreto Enchimento

FONTE: Alvarenga (2010).

² Os parâmetros apresentados nas figuras 34 e 35 são: a) dimensões da chapa: extensão (a_p), largura (b_p) e a espessura da chapa (t_p); b) excentricidade: $e = M/N$ (relação entre momento de base a carga axial); c) dimensões e propriedades do chumbador: comprimento de ancoragem (l_c), extensão da rosca (l_r), diâmetro (d_c), tensão de escoamento (σ_{yb}), forma da ponta; e d) dimensões e propriedades da base de concreto: extensão (a_c), largura (b_c), altura (h_c), tensão última de referência (σ_{ck}), altura do enchimento (t_e), módulo elástico do concreto (E_c) (ALVARENGA, 2010).

O comportamento deformado das bases pode ser entendido pela Figura 37, que mostra que quando o chumbador se alonga, permite o giro da base, geralmente em relação ao flange mais comprimido, ocorrendo esmagamento e dobramento da placa, enquanto no lado oposto a placa se separa da base.

Figura 37 – Deformações das bases: a) rotulada com dois chumbadores; b) engastada com quatro chumbadores.



FONTE: Alvarenga (2010).

4.6.1 Método das componentes para ligação coluna-base segundo Wald *et al.* (1996)

A justificativa para a inclusão da análise de ligações coluna-base neste trabalho é devido à sua influência no comportamento estrutural, seja em colunas isoladas (LAU *et al.*, 2003), seja em pórticos (HAYALIOGLU & DEGERTEKIN, 2005). O comportamento das bases é influenciado pelos seguintes parâmetros: espessura e tamanho da placa de base; tamanho e diâmetro dos parafusos; e comprimento do embutimento do parafuso (HON & MELCHERS, 1987).

Para descrever o comportamento da ligação coluna-base, um modelo de rigidez foi proposto por Wald *et al.* (1996) de forma compatível com o Eurocode 3 Parte 1-8, baseado no método das componentes. Três padrões da distribuição das forças internas da placa de base representam os diferentes modos de colapso da base devido à força axial. O modelo foi proposto baseando-se em estudos experimentais (WALD *et al.*, 1996).

O método consiste na determinação da rigidez de cada elemento separadamente, de forma compatível com o Eurocode 3, e os coeficientes de rigidez k_i considerados relevantes são tomados nos cálculos da rigidez, sendo: k_6 o coeficiente de rigidez na placa de base; k_5 o coeficiente de rigidez causado pela ancoragem dos parafusos e k_{10} o coeficiente de rigidez relacionado ao bloco de concreto.

4.6.1.1 Tensão na placa de base

A rigidez na placa de base k_6 é calculada a partir de uma equação para a placa em flexão dada por:

$$k_{\text{tensão da placa de base}} = k_6 = 0,425 \frac{L_{\text{eff}} t^3}{m^3} \quad (75)$$

quando ocorre curvatura na placa de base, tem-se:

$$k_{\text{tensão da placa de base}} = k_6 = 0,85 \frac{L_{\text{eff}} t^3}{m^3} \quad (76)$$

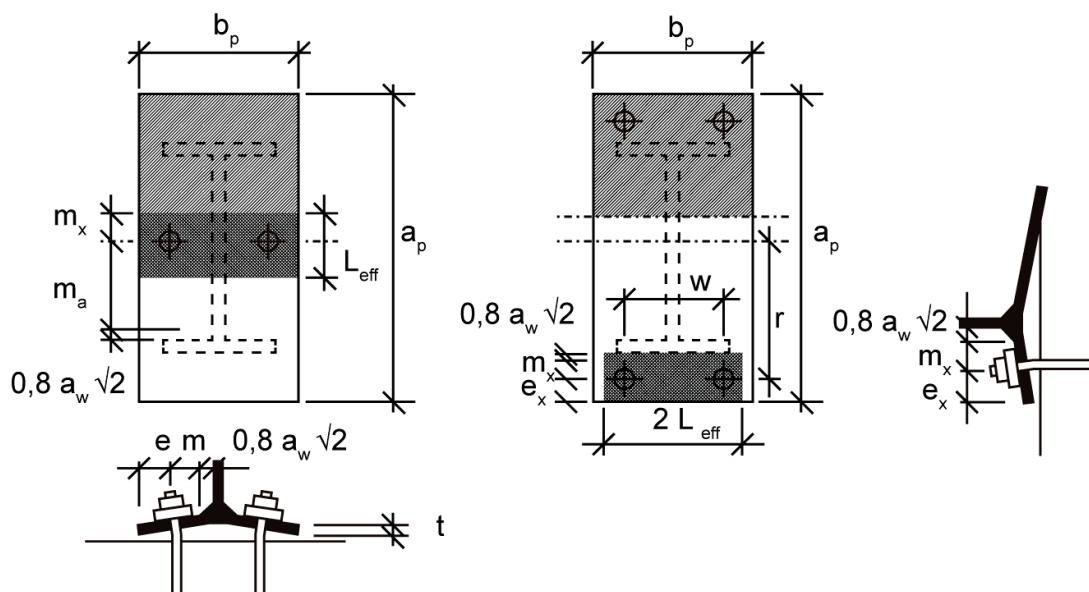
Nas equações anteriores, t é a espessura da placa de base, m é a distância do centro do parafuso até a coluna e o L_{eff} (comprimento efetivo) é retirado do Eurocode 3, Parte 1-8, que será apresentado a seguir. A curvatura ocorre somente quando a placa de base for uma placa fina e o comprimento do parafuso for curto, isto é, quando for verdadeira a relação:

$$L_{\text{eff}} = \min\{2\pi m, \pi m + W, \pi m + 2ea, 4m + 1.25ea, 2m + 0.625ea + \frac{W}{2}, 2m + 0.625ea + eb, \frac{b_p}{2}\} \quad (77)$$

$$t \leq \sqrt[3]{\frac{6 e m^2 A_b}{(L_{bf} + L_{be}) L_{\text{eff}}}} \quad (78)$$

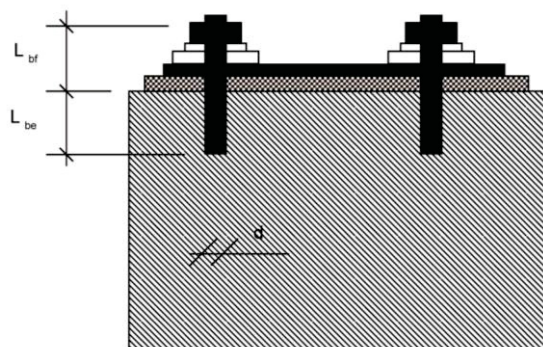
onde A_b representa a área da haste e as demais dimensões dos parâmetros são apresentadas na Figura 38 e na Figura 39.

Figura 38 – Dimensões e características da ligação de base; e o cálculo do comprimento efetivo do T-Stub.



FONTE: Wald *et al.* (1996).

Figura 39 – Comprimento de embutimento do parafuso no concreto e diâmetro do parafuso.



FONTE: Wald *et al.* (1996).

4.6.1.2 Ancoragem dos parafusos

O coeficiente de rigidez de uma linha de parafusos em tração deve ser:

$$k_{\text{parafuso}} = k_5 = \varphi \frac{A_s}{L_b} \quad (79)$$

$$L_b = L_{bf} + L_{be} \quad (80)$$

em que A_s é a área de tração de um parafuso; L_b é o comprimento de alongamento do parafuso calculado a partir do comprimento livre do parafuso (L_{bf}) e da parte do parafuso embutido no concreto (L_{be}), onde o L_{be} pode ser estimado como 8 vezes o diâmetro (d) do parafuso (SALMON *et al.*, 1955). O coeficiente φ deve ser adotado como 2,0 para parafusos longos sem curvatura; e 1,6 para parafusos curtos (WALD *et al.*, 1996). As dimensões correspondentes estão apresentadas na Figura 39.

4.6.1.3 Bloco de concreto

O coeficiente de rigidez para o concreto em compressão é obtido por:

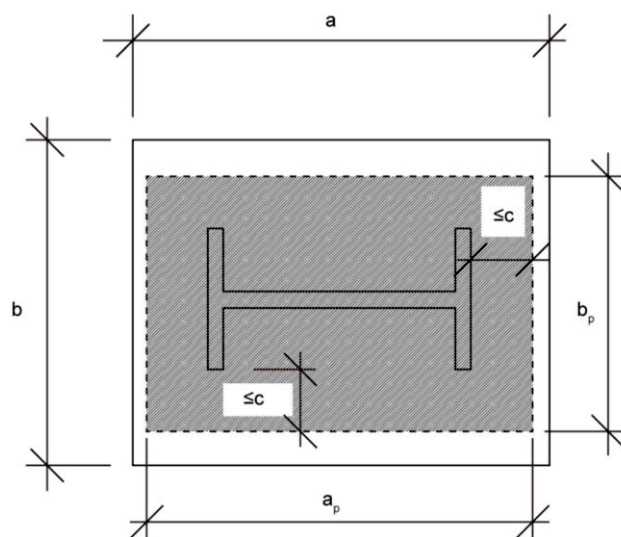
$$k_{\text{concreto}} = k_{10} = 0,5 \frac{a_p b_p E_c}{h E} \quad (81)$$

onde a_p e b_p são as dimensões efetivas da placa de base, E e E_c são os módulos de elasticidade do aço e do concreto, respectivamente, e h é a altura do bloco de concreto. As dimensões efetivas são determinadas pelo espaçamento c (Figura 40), sendo c dado por:

$$c = t \sqrt{\frac{f_{yp}}{3 f_j \gamma_{MO}}} \quad (82)$$

onde f_{yp} é a tensão de escoamento do material da placa de base, f_j é a capacidade de carga do concreto (*concrete bearing strength*), cuja formulação é apresentada posteriormente, e γ_{MO} é um fator de segurança parcial, mas, segundo Li *et al.* (2016), pode ser simplificado como valor unitário.

Figura 40 – Área efetiva para o cálculo da rigidez do bloco de concreto.



FONTE: Wald *et al.* (1996).

4.6.1.4 Determinação da rigidez rotacional

A rigidez rotacional da ligação coluna-base utiliza da mesma formulação proposta pelo Eurocode 3 para a determinação da rigidez inicial da ligação viga-coluna utilizando o método dos componentes. Contudo, a rigidez da coluna-base depende do comportamento da ligação de acordo com a força axial atuante, que será classificada por patamares (1, 2 e 3). Os limites para os patamares são:

- a) Patamar 1 ocorre quando $N < N_{1,2}$ (forças axiais baixas);
- b) Patamar 2 ocorre quando $N_{1,2} < N < N_{2,3}$ (forças axiais médias); e
- c) Patamar 3 ocorre quando $N_{2,3} < N$ (forças axiais altas);

Assume-se uma distribuição elástica para a tensão plástica do concreto. A capacidade de carga do concreto é então dada por:

$$f_j = \frac{2}{3} k_j f_{cd} \quad (83)$$

onde k_j é o fator de concretização (0,90) e f_{cd} é a resistência do concreto (*concrete cylinder strength*), que apresenta o mesmo valor o f_{ck} do concreto da base (Eurocode 3, 2005).

A máxima força que atua na área de tensão da ligação é derivada da resistência equivalente do *T-Stub*. São analisados diferentes modos de falha: escoamento completo da chapa de base (a); falha do parafuso com escoamento da chapa de base (b); e falha do parafuso (c). A tensão efetiva da parte de tração (f_t) é obtida pelo menor valor dentre os três modos, ou seja:

$$f_t = \text{mínimo} \begin{cases} \frac{2 L_{eff} t^2 f_{yp}}{m A_s} & (a) \\ \frac{L_{eff} t^2 f_{yp}}{(m + n) A_s} & (b) \\ f_{yb} & (c) \end{cases} \quad (84)$$

sendo:

$$n = \text{mínimo} \left\{ \begin{matrix} e \\ 1,25 m \end{matrix} \right. \quad (85)$$

e os demais parâmetros podem ser visualizados na Figura 38.

A capacidade de carga do concreto f_j nunca é alcançada quando a ligação de base da coluna é carregada por uma força axial baixa (em comparação com a capacidade total); o colapso ocorre por escoamento dos parafusos ou pelo desenvolvimento das rótulas plásticas na placa base (patamar 1). Quando a força axial média é aplicada, a capacidade de carga do concreto e a tensão efetiva da parte de tração f_t são atingidas e ocorre o colapso (patamar 2). Para uma força axial alta, apenas o colapso do concreto ocorre (patamar 3) (WALD *et al.*, 1996). Esse comportamento pode ser observado na Figura 41.

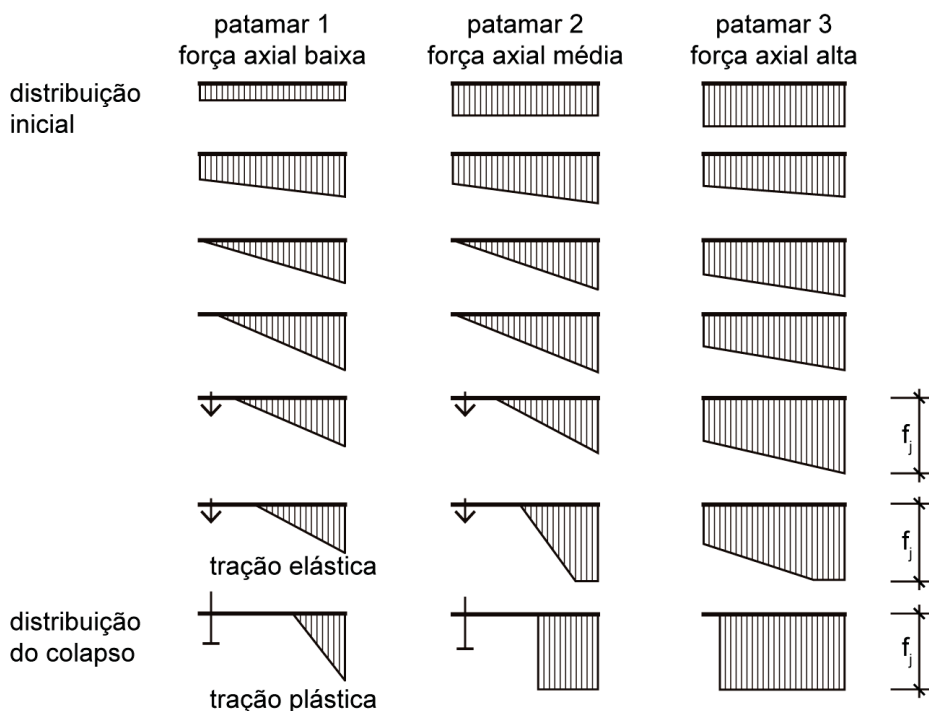
Os limites dos patamares entre força axial baixa e média, e entre força axial média e alta, são calculados por (WALD *et al.*, 1996):

$$N_{1,2} = \frac{a_p b_p^2 f_j^2 (2r + a_p) \frac{1}{k_{10}}}{4 \left(a_p b_p f_j \frac{1}{k_{10}} + 4 A_s f_t \left(\frac{1}{k_5} + \frac{1}{k_6} \right) \right)} - 2 A_s f_t \quad (86)$$

$$N_{2,3} = \frac{(2r + a_p) b_p f_j - 2 A_s f_t}{2} \leq a_p b_p f_j \quad (87)$$

onde r é o braço de alavanca da fileira do parafuso da linha central da placa de base (Figura 38).

Figura 41 – Distribuição das forças internas para os três patamares da placa de base do estágio inicial ao estágio de colapso.



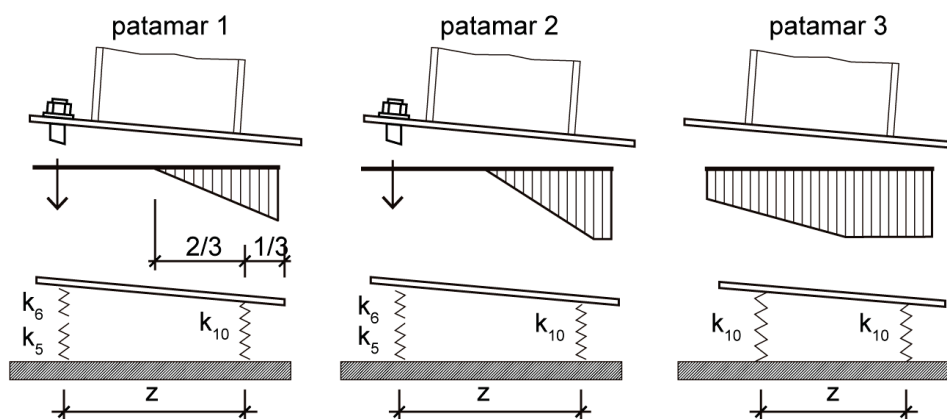
FONTE: Wald *et al.* (1996).

Apresentados os parâmetros necessários, a determinação da rigidez rotacional da ligação é dada por (WALD *et al.*, 1996):

$$S_j = \frac{E z^2}{\mu \sum_i \frac{1}{k_j}} \quad (88)$$

onde z é o braço de alavanca e k_j é o coeficiente de rigidez do componente j , conforme apresentado na Figura 42 e na Tabela 6.

Figura 42 – Simulação mecânica dos componentes de deformação para cada patamar de análise.



FONTE: Wald *et al.* (1996).

A relação μ dada entre a rigidez rotacional e o momento pode ser calculada por:

$$\mu = \frac{S_{j,ini}}{S_j} = \left(\kappa \frac{M_{sd}}{M_{Rd}} \right)^{\xi} \geq 1 \quad (89)$$

onde ξ é o parâmetro de forma da curva e o coeficiente κ introduz o início da parte não linear da curva e varia conforme valores apresentados na Tabela 6.

Tabela 6 – Valores dos coeficientes de rigidez a serem utilizados para cada patamar

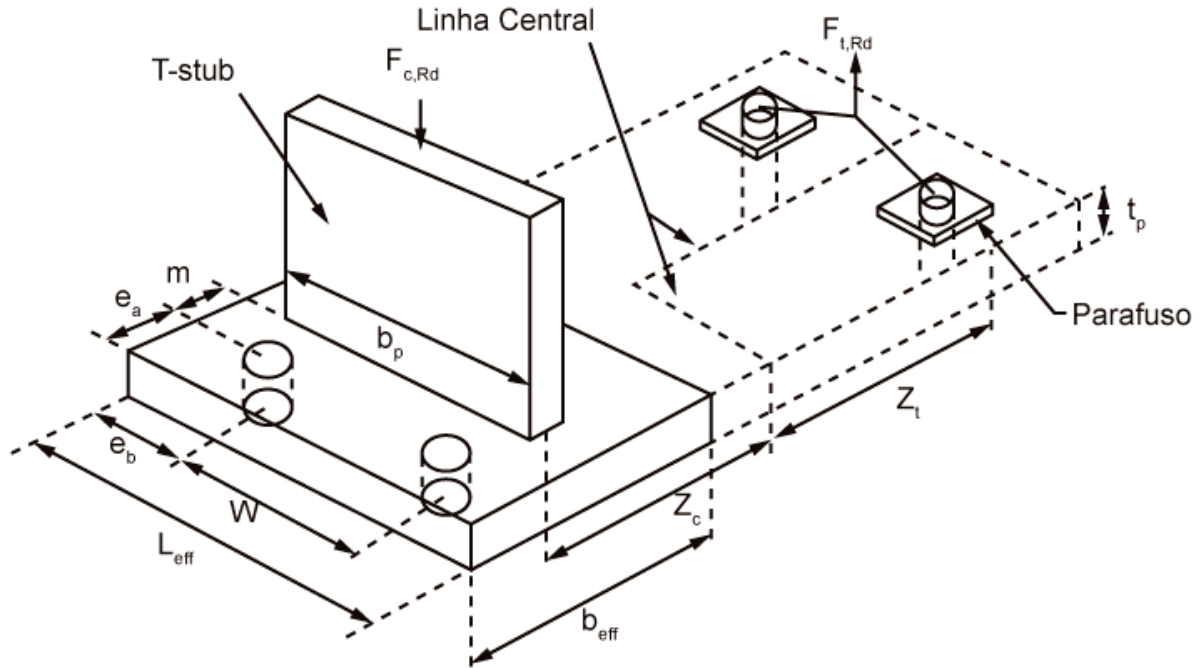
| | Coeficiente de rigidez k_j a ser considerado | κ | ξ | z | |
|--|---|----------|-------|--|---|
| Patamar 1 - Força axial baixa $N < N_{1,2}$ | k_5, k_6, k_{10} | 1,1 | 6 | $\frac{M_{sd} + N_r}{N + 2 A_s f_y}$ mas $M_{sd} \geq \frac{M_{Rd}}{\kappa}$ | |
| Patamar 2 - Força axial média $N_{1,2} < N < N_{2,3}$ | | | | | Transição linear entre os patamares 1 e 3 |
| Patamar 3 - Força axial alta $N_{2,3} < N$ | | | | | |
| | k_{10}, k_{10} | 1,5 | 8 | $\frac{a_p}{\sqrt{3}}$ | |

FONTE: Wald *et al.* (1994).

4.6.2 Método das componentes para ligação coluna-base segundo Li *et al.* (2016)

O método proposto por Li *et al.* (2016) é baseada na versão atualizada do Eurocode 3 (2005) que utiliza uma abordagem simplificada para determinar a rigidez inicial e a capacidade resistente ao momento fletor da ligação de base. No método proposto, o flange da coluna na compressão é tratado como um T-Stub, enquanto que a contribuição da coluna parcialmente em compressão é negligenciada. Além disso, os parafusos de encoragem são elementos principais que proporcionam a capacidade resistente da ligação (LI *et al.*, 2016). Os elementos que compõem a ligação para determinar a rigidez da base são apresentados na Figura 43.

Figura 43 – Abordagem simplificada para ligação de placa de base de coluna do Eurocode 3 (2005)



FONTE: Li *et al.* (2016)

Assim, o momento resistente a flexão $M_{j,Rd}$ da ligação é obtido por:

$$M_{j,Rd} = F_{t,Rd} Z_t + F_{c,Rd} Z_c \quad (90)$$

onde $F_{t,Rd}$ é a força resistente à tração dos parafusos tracionados; $F_{c,Rd}$ é a força resistente à compressão no T-Stub simplificado; Z_t e Z_c são as distâncias (braço de alavanca) até a linha de centro da coluna, conforme ilustrado na Figura 43. As forças resistentes à tração e compressão são expressas, respectivamente, por:

$$F_{t,Rd} = n \phi \frac{f_{ub} A_s}{\gamma_{mb}} \quad (91)$$

$$F_{c,Rd} = f_{jd} b_{eff} L_{eff} \quad (92)$$

onde n é o número de parafusos tensionados; ϕ é o fator de redução de segurança para o elemento em aço, igual a 0,90; γ_{mb} é o fator de segurança para os parafusos, igual a 1,25; f_{ub} e A_s são a tensão última e a área da seção do parafuso. Além disso, f_{jd} é a capacidade de carga do concreto; b_{eff} e L_{eff} são respectivamente a largura efetiva e o comprimento efetivo do T-Stub. A capacidade de carga do concreto é obtida por:

$$f_{jd} = \frac{2}{3} \phi f'_c \quad (93)$$

sendo f'_c a resistência do concreto (*concrete cylinder strength*), equivalente ao f_{ck} do concreto da base (Eurocode 3, 2005).

O comprimento efetivo e a largura efetiva são obtidos por:

$$L_{\text{eff}} = \min\{2\pi m, \pi m + W, \pi m + 2e_a, 4m + 1.25e_a, 2m + 0.625e_a + \frac{W}{2}, 2m + 0.625e_a + e_b, \frac{b_p}{2}\} \quad (94)$$

$$b_{\text{eff}} = \frac{F_{\text{Ed}} + F_{\text{t,Rd}}}{f_{\text{jd}}(b_c + 2c)} \quad (95)$$

$$c = t_p \sqrt{\frac{f_y}{3f_{\text{jd}}}} \quad (96)$$

onde f_y e t_p representam a tensão de escoamento e a espessura da chapa de base, respectivamente, e os parâmetros m, n, e_a, e_b, W, b_c e b_p estão indicados na Figura 43.

Segundo Li *et al.* (2016), o Eurocode 3 (2005) também apresenta uma recomendação simplificada em termos de cálculo da rigidez à flexão, pois inclui rigidez à flexão na parte de compressão e tração. Em particular, para a parte em tração, a rigidez do parafuso de ancoragem e a rigidez da placa de base estão envolvidas, e dependem da existência do efeito alavanca (*prying effect*). O efeito alavanca existe quando é satisfeita a condição:

$$L_b \leq \frac{8,8 \text{ m}^3 A_s}{L_{\text{eff}} t_p^3} \quad (97)$$

onde A_s é a área de tração de um parafuso, L_b é o comprimento de alongamento do parafuso calculado a partir do comprimento livre do parafuso (L_{bf}) e da parte do parafuso embutido no concreto (L_{be}), conforme apresentado na Figura 39 e na Eq. (80). O L_b pode ser estimado como 8 vezes o diâmetro (d) do parafuso (SALMON *et al.*, 1955).

A determinação da rigidez rotacional da ligação, assim como do momento resistente dependem dos coeficientes de rigidez das componentes da ligação, da mesma forma que apresentado para o procedimento proposto por Wald *et al.* (1996) [subseção 4.6.1]. As rigidezes da placa de base (k_p), da ancoragem dos parafusos (k_b) e da base de concreto à compressão (k_c) são utilizadas.

Os coeficientes de rigidez para a placa de base (k_p) e para a ancoragem dos parafusos (k_b) podem ser obtidos por:

$$k_{\text{tensão da placa de base}} = k_p = 0,85 \frac{L_{\text{eff}} t_p^3}{\text{m}^3}; k_{\text{parafuso}} = k_b = 1,6 \frac{A_s}{L_b} \quad (98)$$

$$k_{\text{tensão da placa de base}} = k_p = 0,425 \frac{L_{\text{eff}} t_p^3}{\text{m}^3}; k_{\text{parafuso}} = k_b = 2,0 \frac{A_s}{L_b} \quad (99)$$

A Eq. (98) e a Eq. (99) se aplicam ao cenário com e sem o efeito alavanca, respectivamente.

O coeficiente de rigidez da base de concreto à compressão (k_c), é calculado por:

$$k_c = \frac{E_c \sqrt{b_{eff} L_{eff}}}{1,275 E_s} \quad (100)$$

onde E_c e E_s são os módulos de elasticidade (módulo de Young) do concreto e da chapa de base, respectivamente.

Apresentados os parâmetros necessários, a determinação da rigidez rotacional da ligação é dada por:

$$S_{j,ini} = \frac{e}{e + e_k} \frac{E_s z^2}{\left(\frac{1}{k_t} + \frac{1}{k_c}\right)} \quad (101)$$

com

$$e = \frac{M_{Rd}}{F_{Ed}} ; \quad e_k = \frac{k_c Z_c - k_t Z}{k_c + k_t} \quad (102)$$

$$k_t = \left(\frac{1}{k_b} + \frac{1}{k_p}\right)^{-1} \quad (103)$$

5 ESTUDOS DE CASOS

Nas seções a seguir são apresentadas, primeiramente (seção 5.1), três exemplos de pórticos planos nos quais se analisa a influência da análise de segunda ordem frente à análise de primeira ordem com as considerações de diferentes ligações. Posteriormente (seção 5.2), um exemplo de pórtico é estudado para confirmar a influência da rigidez da ligação no comportamento estrutural. Na seção 5.3 mostra-se a influência dos modelos momento-rotação das ligações viga-coluna e coluna-base semirrígidas (três exemplos). Por fim, (seção 5.4) são analisados sistemas estruturais (quatro exemplos) visando apresentar a influência da consideração da ligação coluna-base como semirrígida no comportamento estrutural.

5.1. INFLUÊNCIA DO TIPO DE ANÁLISE ESTRUTURAL

O objetivo desta seção é validar os conceitos apresentados no Capítulo 3 sobre o comportamento e análise de estruturas metálicas, apresentando a influência da consideração da análise de segunda ordem. A fim de se alcançar tal objetivo são estudados exemplos de pórticos simples e de múltiplos andares, com as considerações tradicionais de rigidez de ligação viga-coluna (rígido e/ou rotulado), além da abordagem semirrígida.

5.1.1. Pórtico simples de Chan & Chui (2000)

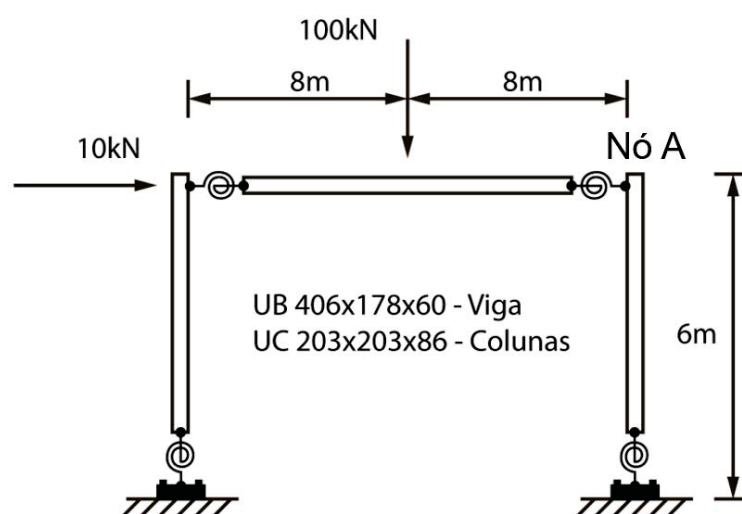
O primeiro exemplo de análise é o pórtico simples proposto por Chan & Chui (2000), cujas cargas, dimensões e características estão apresentadas na Figura 44. Os autores mencionados realizaram somente análises lineares de primeira ordem. A rigidez inicial da ligação viga-coluna ($R_{kini} = 11070,00 \text{ kN.m/rad}$) e da ligação coluna-base ($S_{cini} = 3228,75 \text{ kN.m/rad}$) foram calculadas a partir das formulações apresentadas por Chan & Chui (2000) e dadas, respectivamente por:

$$R_{kini} = \frac{4E_{viga} I_{viga}}{L_{viga}} \quad (104)$$

$$S_{cini} = \frac{E_{coluna} I_{coluna}}{L_{coluna}} \quad (105)$$

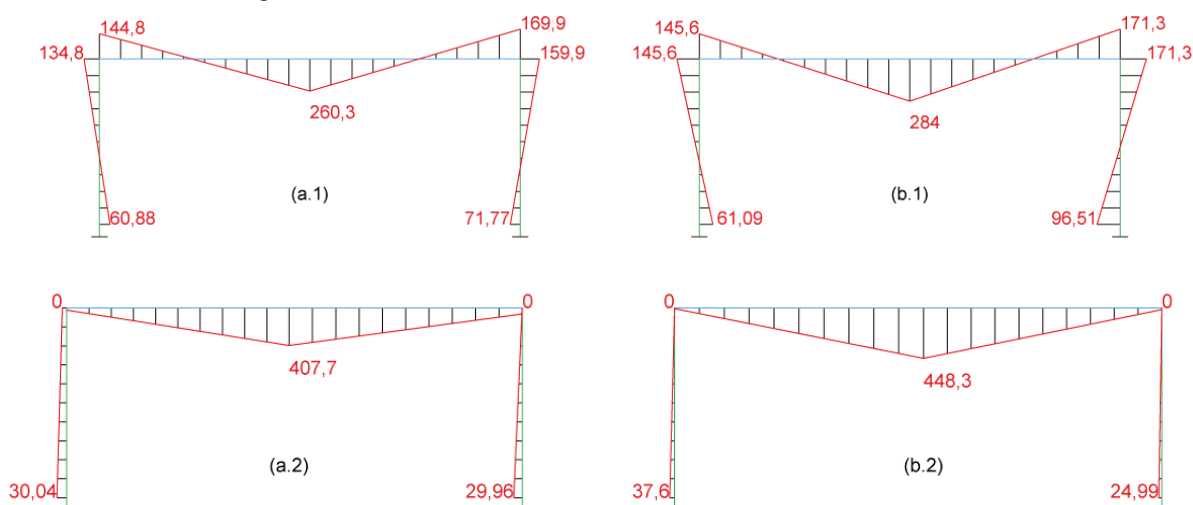
Com o objetivo de avaliar a influência da análise estrutural empregada, quatro modelos são estudados: Modelo 1) Viga-coluna e coluna-base rígidas; 2) Viga-coluna rotulada e coluna-base rígida; 3) Viga-coluna semirrígida linear e coluna-base rígida; e 4) Viga-coluna e coluna-base semirrígidas lineares. Logo, oito análises foram realizadas, sendo os quatro modelos para análise de primeira ordem e os mesmos quatro para análise de segunda ordem. Os resultados são apresentados na Figura 45, comparando a distribuição de momentos fletores do pórtico simples para as oito análises realizadas.

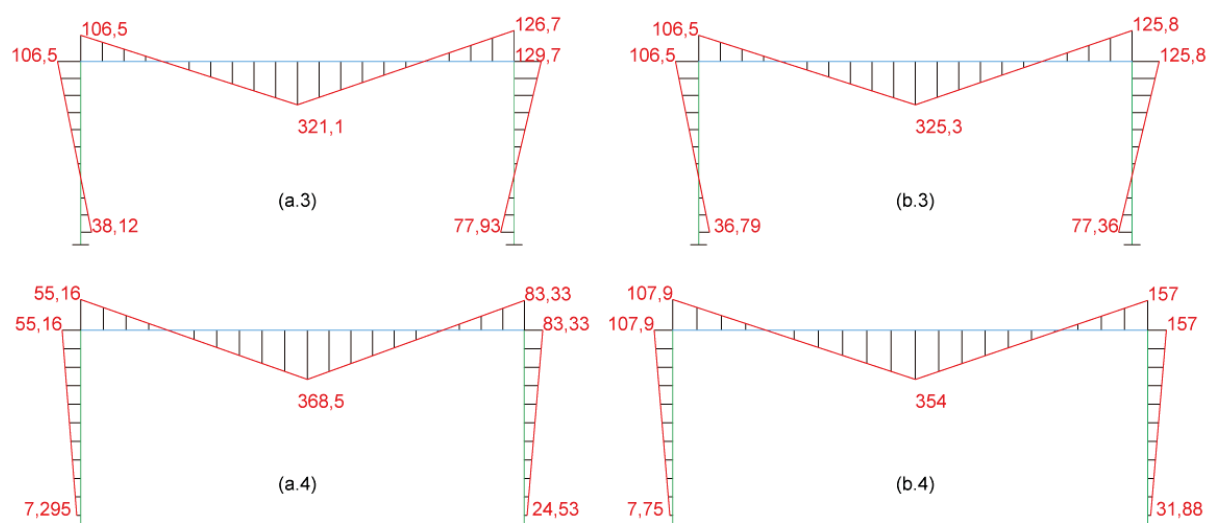
Figura 44 – Pórtico simples: Geometria e carregamentos



FONTE: Adaptado de Chan & Chui (2000)

Figura 45 – Distribuição dos momentos fletores (a) análise linear de primeira ordem e (b) análise plástica de segunda ordem; (a.1 e b.1) Viga-coluna e coluna-base rígidas; (a.2 e b.2) Viga-coluna rotulada e coluna-base rígida; (a.3 e b.3) Viga-coluna semirrígida e coluna-base rígida; e (a.4 e b.4) Viga-coluna e coluna-base semirrígidas





FONTE: O autor (2018)

Analisando a Figura 45, observa-se a redistribuição dos esforços na análise de segunda ordem comparando com a análise de primeira ordem, obtendo assim, momentos fletores maiores em até 2,42% no centro do vão da viga, para o caso (b.2) comparado com o (a.2); e de até 29,96% na base dos pilares (b.4 comparado com (a.4)), devido a consideração da não linearidade física e da não linearidade geométrica. Percebe-se em alguns casos (a.4 e b.4) uma redução do momento fletor no meio do vão da viga. Contudo, há um aumento dos momentos fletores na ligação viga-coluna e um aumento dos momentos fletores na ligação de base. A Tabela 7 apresenta um pequeno comparativo dos resultados obtidos por Chan & Chui (2000) e com os obtidos no presente trabalho para análise linear de primeira ordem do pórtico simples.

Os deslocamentos do pórtico foram comparados e analisados a partir do nó A da estrutura indicado na Figura 44. A Tabela 8 apresenta os valores dos deslocamentos para as oito análises realizadas. Observa-se que para modelos mais próximos das idealizações tradicionais (rígido e rotulado), a análise de segunda ordem apresentou um resultado não esperado, ocorrendo uma redução dos deslocamentos em até 12,66%, enquanto que nas análises considerando modelos semirrígidos das ligações, houve uma redução dos deslocamentos da estrutura em até 15,09%, mostrando um benefício importante da consideração das não linearidades da estrutura.

Tabela 7 – Resultados comparativos dos momentos fletores do pórtico simples

| Modelo | Ponto análise | Chan & Chui (2000) | Presente trabalho |
|--------|---------------|--------------------|-------------------|
|--------|---------------|--------------------|-------------------|

| | | | |
|---|----------------------|---------------|---------------|
| Viga-coluna e coluna-base rígidas | Meio do vão da viga | 280,00 [kN.m] | 260,30 [kN.m] |
| Viga-coluna rotulada e coluna-base rígida | Base esquerda coluna | 30,00 [kN.m] | 30,04 [kN.m] |
| Viga-coluna e coluna-base semirrígidas lineares | Base direita coluna | 24,20 [kN.m] | 24,53 [kN.m] |

FONTE: O autor (2018)

Tabela 8 – Deslocamento horizontal do pórtico simples

| Deslocamento horizontal [Nó A] (cm) | | |
|---|------------------|------------------|
| Modelo | Análise 1ª Ordem | Análise 2ª Ordem |
| Viga-coluna e coluna-base rígidas | 0,669 | 0,5914 |
| Viga-coluna rotulada e coluna-base rígida | 1,856 | 1,621 |
| Viga-coluna semirrígida linear e coluna-base rígida | 0,9032 | 0,7741 |
| Viga-coluna e coluna-base semirrígidas lineares | 3,498 | 2,970 |

FONTE: O autor (2018)

Por fim, realizou-se a análise dinâmica modal do pórtico, analisando assim a influência da semirrígidez das ligações. Os resultados da primeira frequência de vibração do pórtico para os diversos modelos em estudos são apresentados na Tabela 9, onde pode-se perceber que as frequências fundamentais de vibração da estrutura se alteram conforme os modelos de rigidez das ligações variam. Se observa que a diminuição da rigidez das ligações reduz a primeira frequência natural; uma redução de 43,05% ao comparar a estrutura com todas as ligações rígidas com a estrutura com todas as ligações semirrígidas lineares.

Tabela 9 – Frequência fundamental de vibração do pórtico para os diversos modelos em estudo

| Análise Modal – Frequências fundamentais de vibração [Hz] | |
|---|----------|
| Modelo | 1ª Freq. |
| Viga-coluna e coluna-base rígidas | 4,9754 |
| Viga-coluna rotulada e coluna-base rígida | 3,0354 |
| Viga-coluna semirrígida linear e coluna-base rígida | 4,5339 |
| Viga-coluna e coluna-base semirrígidas lineares | 2,8336 |

FONTE: O autor (2018)

5.1.2. Pórtico de três pavimentos de Chui & Chan (1997)

O segundo exemplo, tem por objetivo novamente, verificar a influência do tipo de análise estrutural empregada. Assim, o pórtico de três pavimentos de Chui & Chan (1997) é analisado. As cargas, dimensões e características desse pórtico estão apresentadas na Figura 46. A rigidez inicial da ligação viga-coluna é apresentada no trabalho de Chui & Chan (1997), sendo $R_{kini} = 20058,00 \text{ kN.m/rad}$ e a rigidez da ligação coluna-base é considerada como $S_{cini} = 2284,00 \text{ kN.m/rad}$ (calculada a partir das forças atuantes na ligação de base e detalhado na subseção 5.5.3).

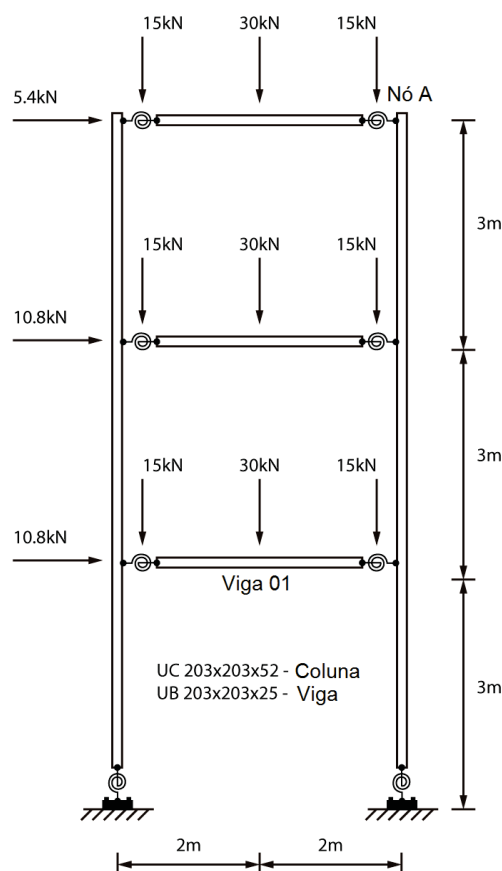
Novamente, para se alcançar os objetivos propostos para a seção 5.1, seis modelos são analisados para o pórtico de três andares:

- 1) Todas as ligações rígidas;
- 2) Viga-coluna semirrígida linear e coluna-base rígida;
- 3) Viga-coluna rígida e coluna-base semirrígida linear;
- 4) Todas as ligações semirrígidas lineares;
- 5) Viga-coluna rígida e base rotulada; e

6) Viga-coluna semirrígida linear e base rotulada. Para tal, doze modelos são analisados ao considerar análises de 1ª ordem linear elástica e de 2ª ordem inelástica. Quatro dessas análises são apresentadas na Figura 47.

A Figura 47 apresenta de forma representativa, a distribuição dos momentos fletores do pórtico para as duas considerações de análise. Observa-se um acréscimo pouco significativo dos momentos fletores no meio do vão da viga em todos os modelos analisados, contudo, há um acréscimo de até 12,07% nos esforços na ligação de base quando comparamos as análises de primeira e de segunda ordem para os modelos com todas as ligações semirrígidas lineares. A Tabela 10 apresenta os momentos fletores no meio do vão da Viga 01 para cada um dos modelos.

Figura 46 – Pórtico de três pavimentos: geometria e carregamentos



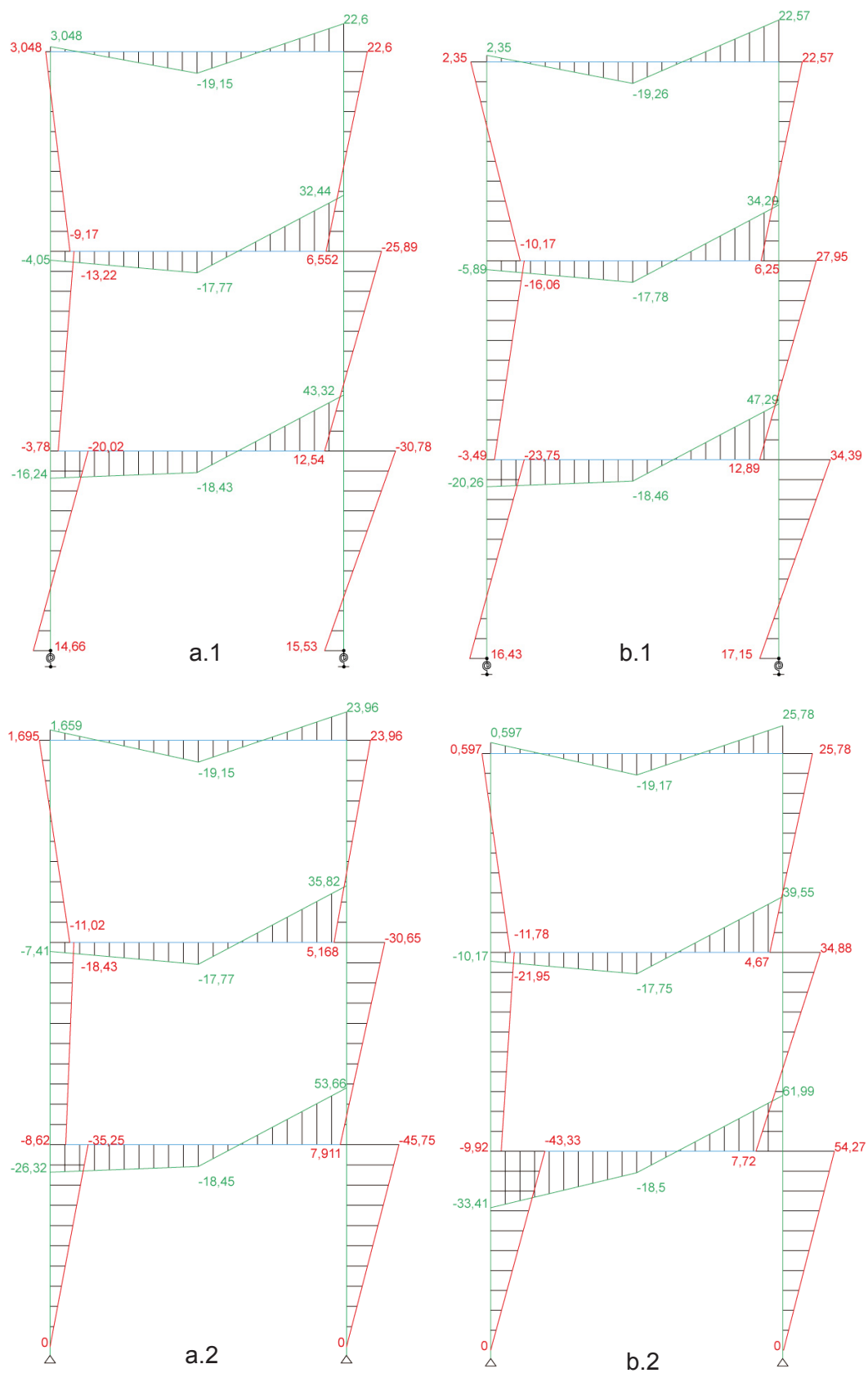
FONTE: Adaptado de Chui & Chan (1997).

Tabela 10 – Momentos fletores na viga 01 dos modelos analisados

| Momento fletor no meio do vão da viga 01 [kN.m] | | |
|---|---------------------|---------------------|
| Modelo | Análise de 1ª Ordem | Análise de 2ª Ordem |
| Todas as ligações rígidas | 16,80 | 17,61 |
| Viga-coluna semirrígida linear e coluna-base rígida | 18,32 | 19,76 |
| Viga-coluna rígida e coluna-base semirrígida linear | 16,74 | 17,28 |
| Todas as ligações semirrígidas lineares | 18,43 | 18,46 |
| Viga-coluna rígida e base rotulada | 16,96 | 17,82 |
| Viga-coluna semirrígida linear e base rotulada | 18,45 | 18,50 |

FONTE: O autor (2018)

Figura 47 – Distribuição dos momentos fletores. (a) análise linear e (b) análise inelástica de segunda ordem; (a.1 e b.1) Todas as ligações semirrígidas lineares; e (a.2 e b.2) Viga-coluna semirrígida linear e coluna-base rotulada.



FONTE: O autor (2018)

Da mesma forma que no exemplo do pórtico simples do exemplo anterior, apresenta-se a Tabela 11 com os deslocamentos horizontais do pórtico avaliando-se o Nó A indicado na Figura 46. Ao contrário do primeiro exemplo analisado, para o pórtico mais complexo todos os modelos apresentaram aumento nos deslocamentos horizontais na análise de segunda ordem, chegando em acréscimos de até 21,97% em relação à análise de primeira ordem para o modelo com todas as ligações rígidas.

Tabela 11 – Deslocamento horizontal do pórtico de três andares no Nó A

| Deslocamentos horizontais do Nó A [cm] | | |
|--|---------------------|---------------------|
| Modelo | Análise de 1ª Ordem | Análise de 2ª Ordem |
| Todas as ligações rígidas | 2,144 | 2,615 |
| Viga-coluna semirrígida e coluna-base rígida | 2,586 | 3,013 |
| Viga-coluna rígida e coluna-base semirrígida | 4,281 | 4,591 |
| Todas as ligações semirrígidas | 4,597 | 5,128 |
| Viga-coluna rígida e base rotulada | 5,110 | 5,899 |
| Viga-coluna semirrígida e base rotulada | 6,346 | 7,390 |

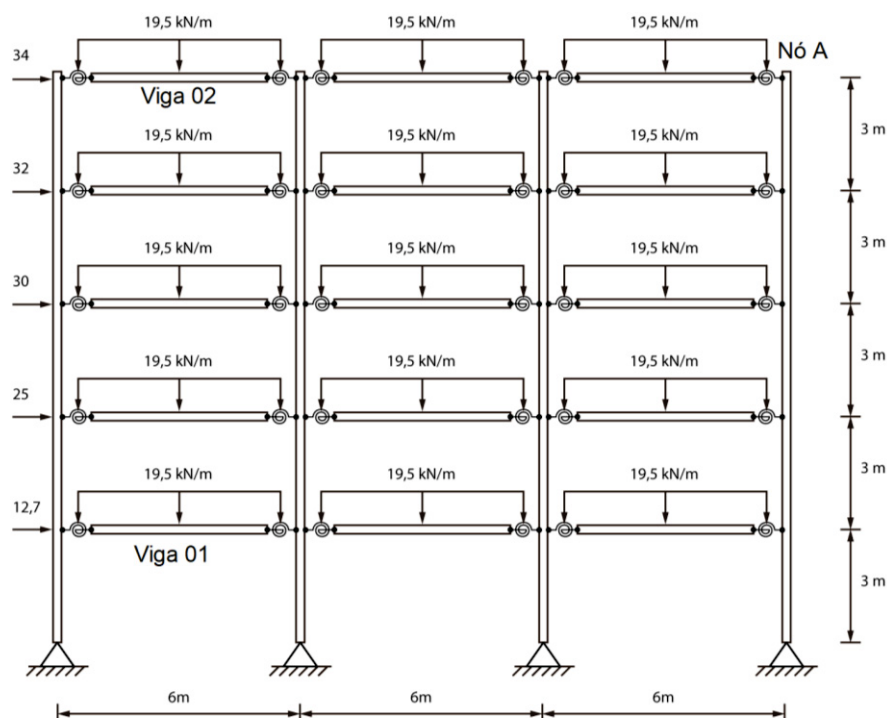
FONTE: O autor (2018)

5.1.3. Pórtico de cinco pavimentos

Por fim, apresenta-se um pórtico de cinco andares adaptado de Bellei *et al.* (2008). A Figura 48 e Figura 49 apresentam as dimensões, geometrias, características e forças de vento atuando na estrutura sem contraventamento e com contraventamento, respectivamente. As considerações de cargas atuantes sobre as vigas correspondem a um carregamento permanente uniformemente distribuído no valor de 19,50 kN/m. Os perfis utilizados para os elementos de coluna são do tipo W250x101 (equivalente no NIDA ao W10x10x68), para elementos de viga são do tipo W360x44 (equivalente no NIDA ao W14x6_3x30) e para os elementos de contraventamento são perfis do tipo L64x64x7.9 (equivalente no NIDA ao L65x65x8).

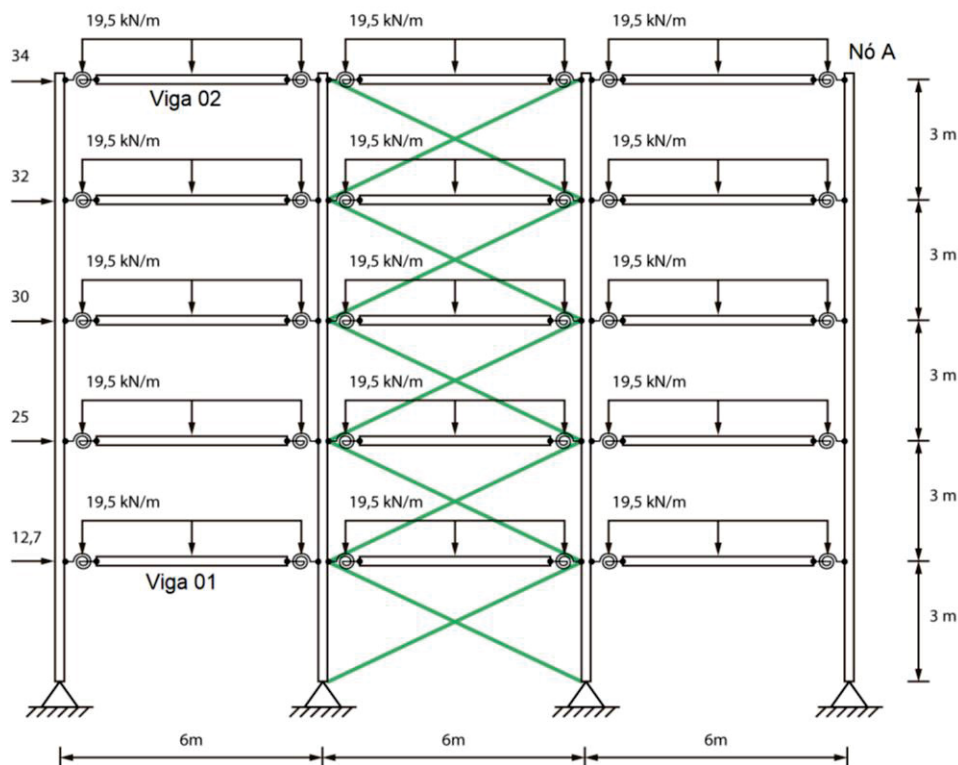
A rigidez inicial da ligação adotada para essa estrutura foi calculada a partir do método das componentes proposto pelo Eurocode 3 (2005) e o detalhamento dos cálculos, geometria da ligação e considerações do método estão apresentados no Anexo A. Assim, a rigidez inicial utilizada foi $R_{kini} = 19149,326$ kN.m/rad para as ligações viga-coluna, considerando o modelo semirrígido linear, enquanto que as ligações coluna-base permanecem rotuladas.

Figura 48 – Pórtico de cinco pavimentos deslocável: geometria e carregamentos



FONTE: O autor (2018)

Figura 49 – Pórtico de cinco pavimentos indeslocável: geometria e carregamentos



FONTE: O autor (2018)

A Tabela 12 apresenta os momentos fletores no meio do vão das vigas 1 e 2 para cada tipo de análise empregada para obter o comportamento estrutural do

pórtico, variando a rigidez da ligação viga-coluna para o caso em estudo. Verifica-se que a análise de segunda ordem não influencia significativamente nos esforços internos da estrutura, havendo inclusive uma redução dos esforços (momento fletor) no meio do vão de algumas vigas. Contudo, há uma grande influência nos deslocamento do pórtico, como será abordado a seguir.

Tabela 12 – Momentos fletores no meio do vão das vigas 01 e 02 do pórtico sem contraventamento

| Pórtico indeslocável | | | Pórtico indeslocável | | |
|----------------------------|------------------------|----------|----------------------------|------------------------|----------|
| Ligação Viga- Coluna | Momento viga 01 [kN.m] | | Ligação Viga- Coluna | Momento viga 02 [kN.m] | |
| | Linear 1ª Ordem | 2ª Ordem | | Linear 1ª Ordem | 2ª Ordem |
| Rígido | 33,13 | 32,69 | Rígido | 35,15 | 35,19 |
| Semirrígido linear | 50,71 | 50,36 | Semirrígido linear | 51,80 | 54,64 |

| Pórtico deslocável | | | Pórtico deslocável | | |
|----------------------------|------------------------|----------|----------------------------|------------------------|----------|
| Ligação Viga- Coluna | Momento viga 01 [kN.m] | | Ligação Viga- Coluna | Momento viga 02 [kN.m] | |
| | Linear 1ª Ordem | 2ª Ordem | | Linear 1ª Ordem | 2ª Ordem |
| Rígido | 33,16 | 32,30 | Rígido | 35,18 | 35,21 |
| Semirrígido linear | 50,72 | 50,20 | Semirrígido linear | 51,80 | 51,67 |

FONTE: O autor (2018)

Os deslocamentos do pórtico foram comparados e analisados a partir do nó A da estrutura, indicado na Figura 66. A Tabela 13 apresenta os valores dos deslocamentos para o nó A para cada um dos modelos estudados. Novamente, a influência da análise inelástica de segunda ordem gera um aumento significativo nos deslocamentos do pórtico.

Analisando a influência do refinamento da consideração da semirrigidez na ligação viga-coluna, percebe-se que na análise linear de primeira ordem o modelo utilizado para descrever a semirrigidez na ligação viga-coluna pouco influencia nos valores de deslocamentos; já na análise de segunda ordem a consideração da semirrigidez nas ligações viga-coluna tem influência significativa. A consideração da análise de segunda ordem traz acréscimos mais significativos, superiores a 100%, no deslocamento do nó A da estrutura, tanto no pórtico com contraventamento, quanto no sem contraventamento.

Tabela 13 – Deslocamentos horizontais no nó A do pórtico

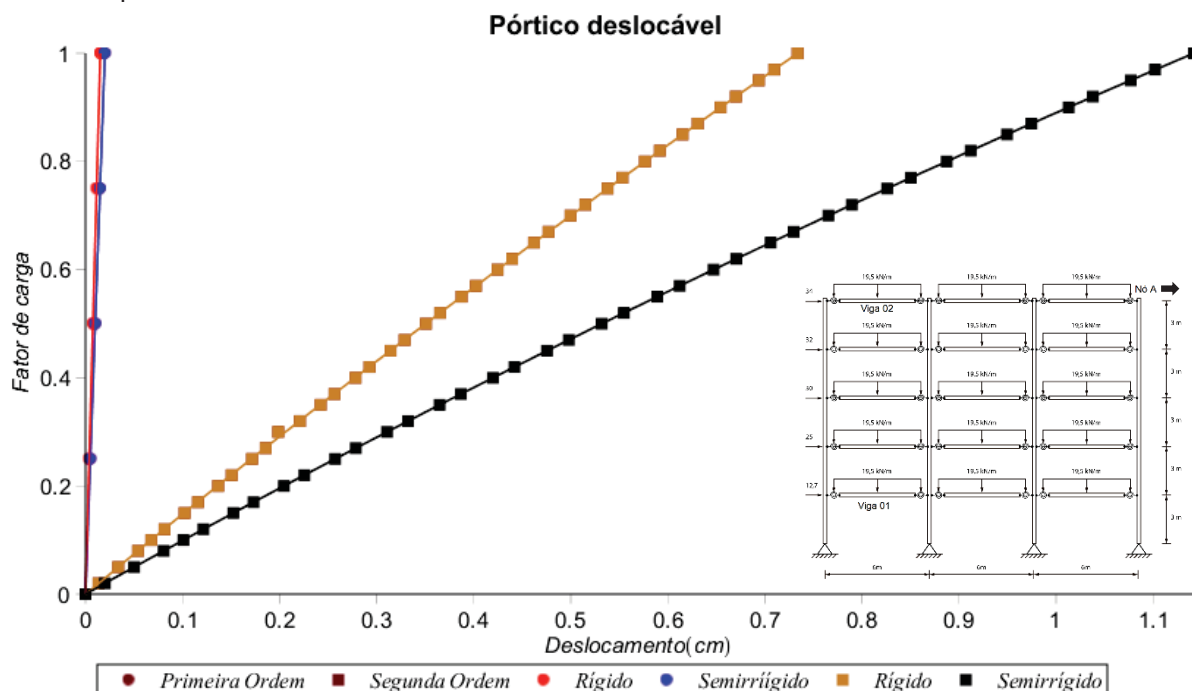
| Pórtico indeslocável | | |
|----------------------|-------------------------------------|----------|
| Ligação Viga-Coluna | Deslocamento Horizontal [Nó A] (cm) | |
| | Linear 1ª Ordem | 2ª Ordem |
| Rígido | 0,01469 | 0,1534 |
| Semirrígido linear | 0,01941 | 0,2181 |
| Pórtico deslocável | | |
| Ligação Viga-Coluna | Deslocamento Horizontal [Nó A] (cm) | |
| | Linear 1ª Ordem | 2ª Ordem |
| Rígido | 0,01523 | 0,8471 |
| Semirrígido linear | 0,01998 | 1,371 |

FONTE: O autor (2018)

Como descrito anteriormente, a análise de segunda ordem permite descrever os ciclos de carga e o valor de cada incremento de carga, sendo possível assim, analisar a curva fator de carga x deslocamento da estrutura. Novamente, o nó A é utilizado como ponto de referência para as análises. A Figura 50 apresenta as curvas de fator de carga por deslocamento para as análises realizadas no pórtico sem contraventamento (análises de primeira e segunda ordem, considerando modelos de curva momento-rotação rígido e semirrígido linear), enquanto que a Figura 51 representa os resultados para o pórtico indeslocável. Claramente observa-se a influência da análise de segunda ordem na trajetória dos deslocamentos dos pórticos conforme o fator de carga atuante na estrutura vai crescendo, até chegar nos valores máximos de deslocamentos apresentados na Tabela 13.

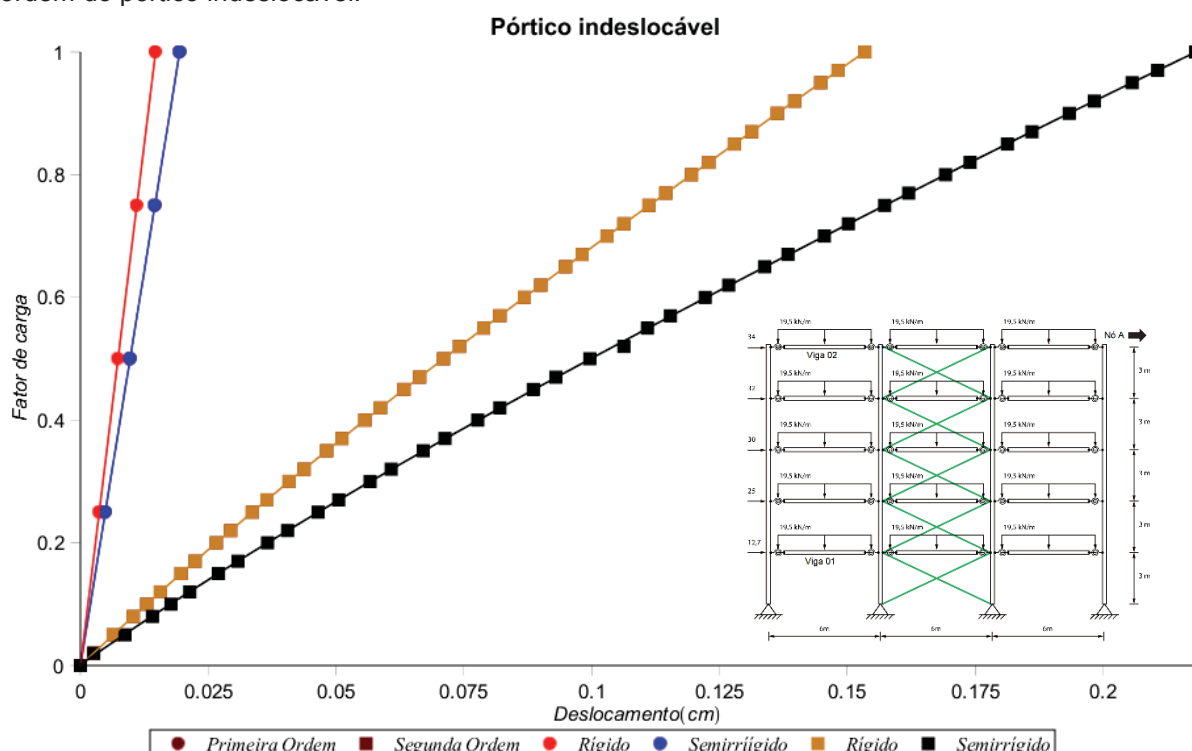
As figuras que apresentam as curvas Fator de Carga x Deslocamento foram traçadas a partir dos relatórios de dados das análises realizadas via NIDA (correspondem aos pontos no gráfico) e a curva contínua que foi traçada para descrever a trajetória dos deslocamentos é caracterizada por uma aproximação de quarta ordem obtida pelo método dos mínimos quadrados via software MAPLE. Assim, todas as curvas Fator de Carga / Carga x Deslocamentos apresentadas nesta dissertação foram obtidas pelo mesmo procedimento.

Figura 50 – Curvas de fator de carga x deslocamento para a análise de primeira ordem e de segunda ordem do pórtico deslocável.



FONTE: O autor (2018)

Figura 51 – Curvas de fator de carga x deslocamento para a análise de primeira ordem e de segunda ordem do pórtico indeslocável.



FONTE: O autor (2018)

A primeira frequência natural de vibração do pórtico para ambos os modelos analisados, serão apresentadas na Tabela 14.

Tabela 14 – Frequências de vibração do pórtico

| Pórtico indeslocável | | Pórtico deslocável | |
|----------------------|--------------------------------|---------------------|--------------------------------|
| Ligação Viga-Coluna | 1ª Frequência de Vibração [Hz] | Ligação Viga-Coluna | 1ª Frequência de Vibração [Hz] |
| Rígido | 7,5359 | Rígido | 3,2126 |
| Semirrígido linear | 7,1551 | Semirrígido linear | 2,3943 |

FONTE: O autor (2018)

5.1.4 Considerações parciais

A Seção 5.1 apresentou a influência do tipo de análise empregada para obter o comportamento estrutural, sendo linear de primeira ordem ou inelástica de segunda ordem. Assim, três exemplos de pórticos planos foram analisados, cada qual com sua complexidade e particularidade de cargas e geometrias.

Essa subseção tem como objetivo apresentar algumas conclusões parciais sobre a análise de estruturas metálicas com ligações semirrígidas, relacionando com o tipo de análise estrutural, dentre as quais pode-se destacar:

- a) A análise linear de primeira ordem subestima os esforços e deslocamentos reais da estrutura, pois a análise assume o pressuposto de que a mudança na geometria causada pela carga não afeta a rigidez estrutural, mostrando-se assim, insuficientes para uma análise mais completa e real da estrutura;
- b) A análise de segunda ordem apresentou uma tendência de comportamento ao ser considerada para obter os esforços internos da estrutura (momentos fletores), caracterizando-se em um acréscimo pouco significativo dos esforços, contudo, apresentando uma influência mais significativa nos deslocamentos, quando comparados à análise linear de primeira ordem nos casos estudados, exceto no primeiro caso analisado;
- c) Ao se observar os deslocamentos da estrutura, percebe-se que a consideração da rigidez de base tem uma influência significativa na deslocabilidade da estrutura, contudo, a análise de segunda ordem também gera acréscimos nos deslocamentos ao considerar o equilíbrio na posição deformada. O exemplo 01 dessa seção contradiz essas afirmações em algumas análises [subseção 5.1.1], apresentando uma redução dos deslocamentos do pórtico simples,

porém, nos demais modelos e demais estruturas analisadas, o comportamento descrito se consolidou como padrão;

- d) Uma das grandes vantagens da análise de segunda ordem é descrever os ciclos de carga e o valor de cada incremento de carga, possibilitando a análise mais detalhada do caminho traçado pelo deslocamento da estrutura em cada instante de incremento de carga.

Em resumo, a análise de segunda ordem inelástica impacta no comportamento estrutural e representa de forma mais realista esse comportamento. Assim, todas as análises e resultados apresentados nas próximas seções (5.2, 5.3 e 5.4) serão considerando análises inelásticas de segunda ordem. As características e considerações das análises serão detalhadas na seção específica.

5.2 INFLUÊNCIA DA LIGAÇÃO METÁLICA

Essa seção tem por objetivo estudar a influência da consideração de diferentes ligações metálicas semirrígidas no comportamento estrutural de pórticos planos através de análises não lineares (segunda ordem). A fim de se alcançar esse objetivo, foram abordados exemplos de pórticos da literatura, com diferentes considerações de ligações metálicas.

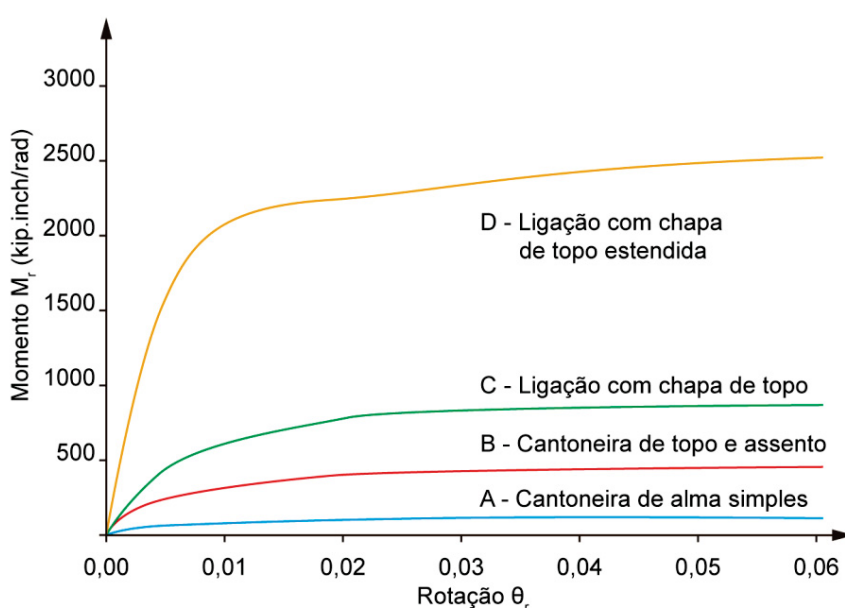
Para tal, quatro tipos de ligações foram modelados baseado-se nos ensaios experimentais de Chen & Lui (1988), cujas características das ligações encontram-se detalhadas no Capítulo 4, na Tabela 5 e o comportamento de cada uma das ligações abordadas se encontram na Figura 26 e Figura 27. Para simplificar a identificação das ligações analisadas, estas são denotadas por *A*, *B*, *C* e *D*, representando as ligações de cantoneira simples de alma, cantoneira de topo e assento, chapa de topo e chapa de topo estendida, respectivamente. A Tabela 5, ainda indica, segundo Chen & Lui (1988) e Chan & Chui (2000), que a ligação *A* foi testada por Richard *et al.* (1982), a ligação *B* foi ensaiada por Azizinamini *et al.* (1985), já as ligações *C* e *D* foram testadas por Ostrander (1970) e por Johnson & Walpole (1981), respectivamente. Para complementar as análises, a consideração de ligações idealmente rígidas será o quinto modelo a ser considerado.

É importante ressaltar que os resultados apresentados na literatura (CHEN & LUI, 1988; CHAN & CHUI, 2000; PINHEIRO, 2003; PINHEIRO & SILVEIRA, 2005)

descrevem a curva momento-rotação da ligação a partir do Modelo Exponencial de Chen & Lui (1988). Neste trabalho, será abordado o modelo de curva momento-rotação Multilinear (pentilinear).

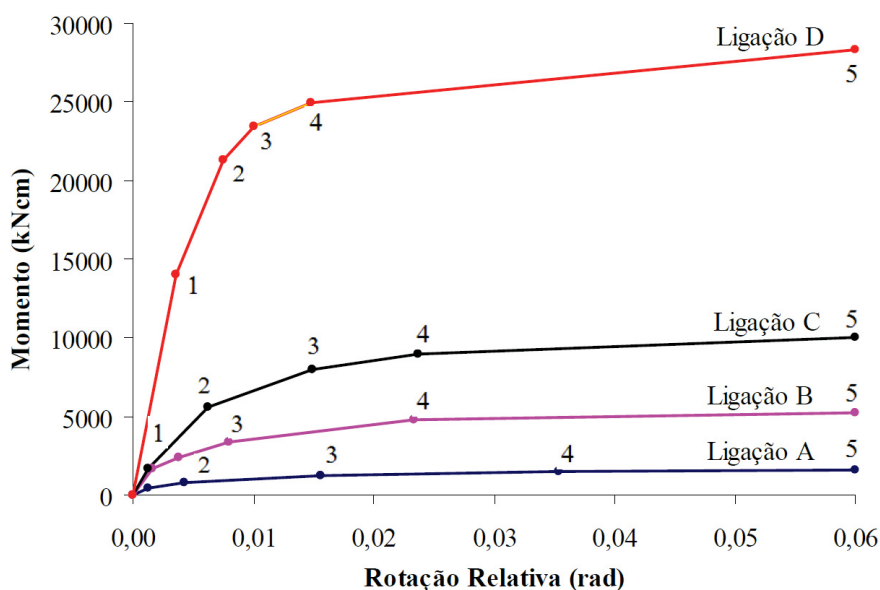
As rigidezes iniciais de cada ligação estão apresentadas na Tabela 5, no Capítulo 4. Para descrever o modelo multilinear, tomam-se os intervalos apresentados por Silva (2010), baseados na curva momento-rotação da Figura 27, representada a seguir como Figura 52. Os trechos do modelo pentilinear são apresentados na Figura 53 e descritos na Tabela 15.

Figura 52 – Curvas momento-rotação das ligações A, B, C e D



FONTE: Adaptado de Chan & Chui (2000)

Figura 53– Curvas momento-rotação multilineares



FONTE: Silva (2010)

Tabela 15 – Parâmetros das ligações A, B, C e D para o comportamento multilinear

| Trecho nº | Ligação A | | Ligação B | | Ligação C | | Ligação D | |
|--------------|--------------|----------------|--------------|----------------|--------------|----------------|--------------|----------------|
| | M [kN.cm] | θ [rad] | M [kN.cm] | θ [rad] | M [kN.cm] | θ [rad] | M [kN.cm] | θ [rad] |
| 0 | 0 | 0,00000 | 0 | 0,00000 | 0 | 0,000000 | 0 | 0,00000 |
| 1 | 435 | 0,00123 | 1650 | 0,00166 | 1700 | 0,00129 | 14000 | 0,00364 |
| 2 | 800 | 0,00429 | 2400 | 0,00380 | 5600 | 0,00620 | 21300 | 0,00756 |
| 3 | 1200 | 0,01557 | 3400 | 0,00800 | 8000 | 0,01493 | 23400 | 0,01000 |
| 4 | 1500 | 0,03543 | 4800 | 0,02340 | 9000 | 0,02366 | 24900 | 0,01485 |
| 5 | 1560 | 0,06000 | 5240 | 0,06000 | 10000 | 0,06000 | 28300 | 0,06000 |

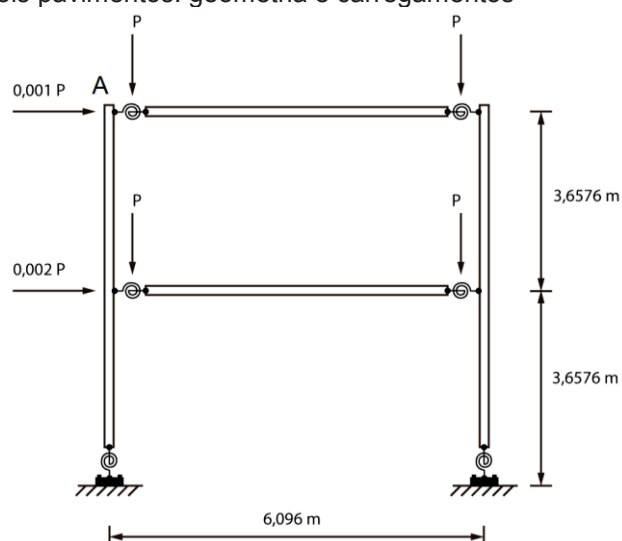
FONTE: Silva (2010)

Para alcançar os objetivos dessa seção, as ligações e características descritas acima, será adaptada no pórtico de dois pavimentos de Chen & Lui (1988).

5.2.1 Pórtico de dois pavimentos de Chen & Lui (1988)

O primeiro exemplo dessa seção é o pórtico de dois pavimentos, com ligações semirrígidas não-lineares e diferentes condições de ligação de base. Embora a Figura 54 apresenta uma consideração de rigidez de base com mola rotacional, nas análises a mesma será considerada: rotulada ou engastada. As vigas são perfis W14x48 e as colunas são perfis W12x96. Os esforços atuantes na estrutura, assim como as dimensões e características são apresentadas na Figura 54. Além disso, foram realizadas análises inelásticas de segunda ordem e os resultados de deslocamentos referem-se ao nó A do pórtico, conforme indicado na Figura 54.

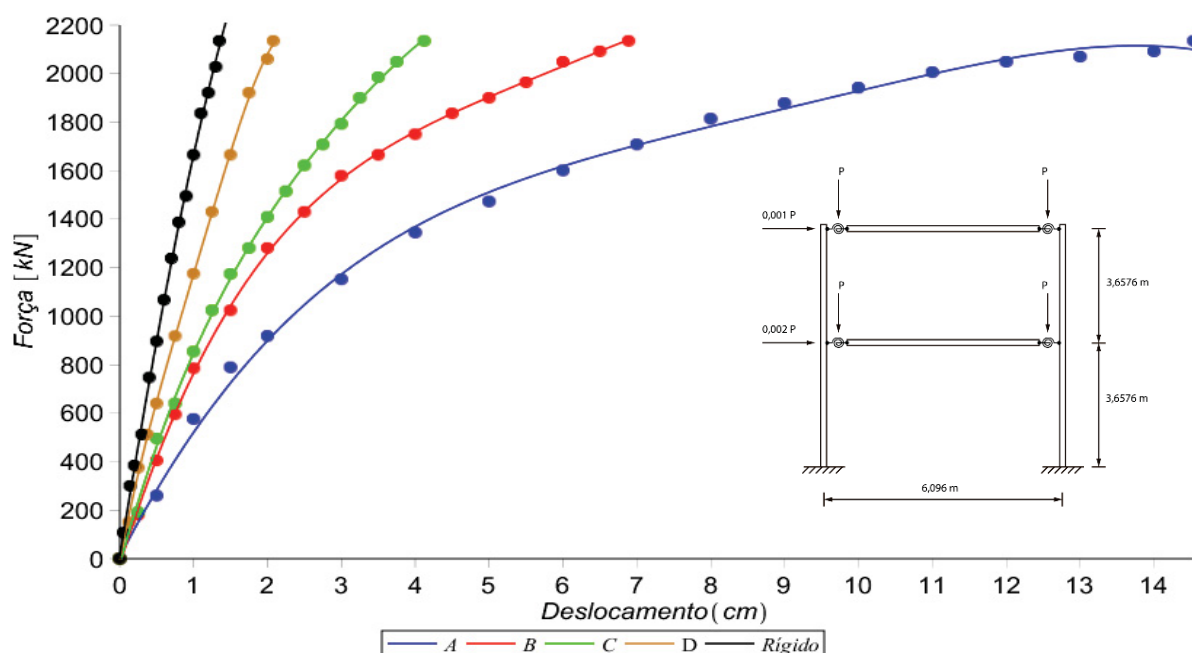
Figura 54 – Pórtico de dois pavimentos: geometria e carregamentos



FONTE: Adaptado de Lui & Chen (1988)

A Figura 55 e Figura 56 exibem os resultados obtidos para o pórtico com base rotulada e rígida (engastada), respectivamente, utilizando as ligações descritas anteriormente. Além disso, estão plotados os resultados utilizando o modelo multilinear (pentalinear). A influência dos modelos que descrevem a curva momento rotação serão melhor estudados e aprofundados na Seção 5.3 deste capítulo.

Figura 55 – Curva Força-Deslocamento do pórtico com base engastada



FONTE: O autor (2018)

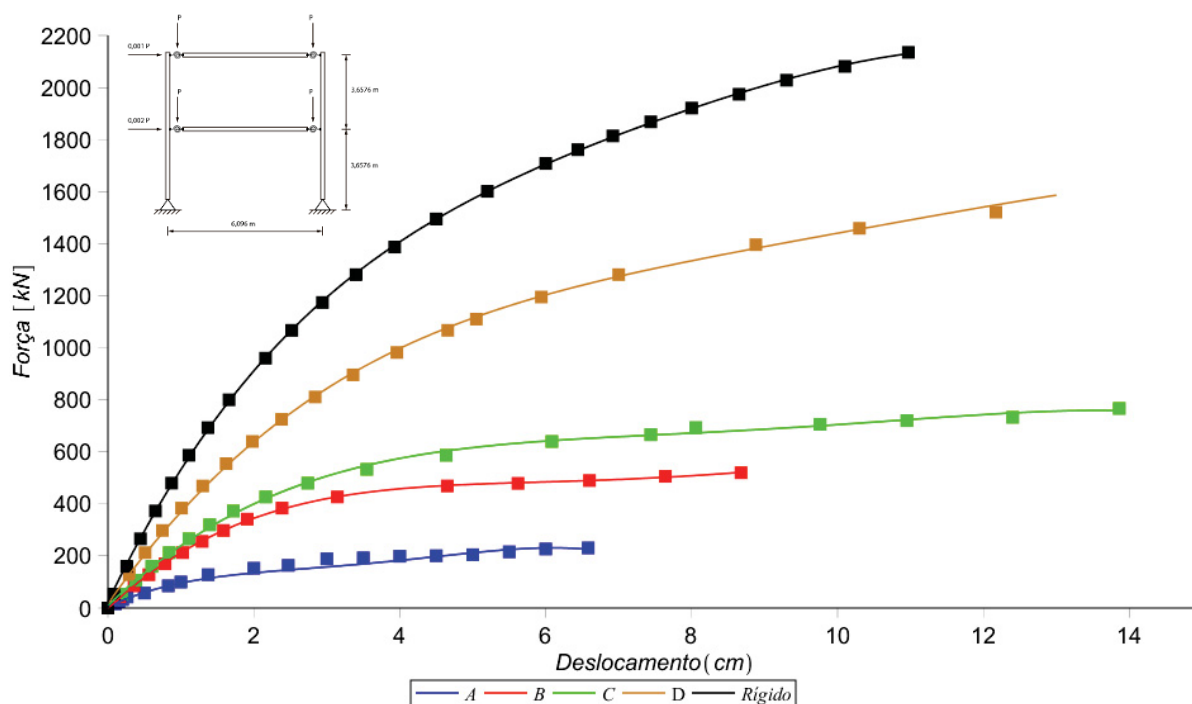
A Tabela 16 apresenta a influência das ligações no comportamento modal do pórtico, sendo apresentadas as primeiras frequências de vibração considerando a base rígida e a base biapoiada.

Tabela 16 – Frequências de vibração do pórtico

| Ligação de Base | Frequência fundamental de vibração [Hz] | | | | |
|-----------------|---|-----------|-----------|-----------|----------------|
| | Ligação Viga-Coluna | | | | Ligação Rígida |
| | Ligação A | Ligação B | Ligação C | Ligação D | |
| Rotulada | 2,2072 | 3,2543 | 3,5517 | 4,2818 | 5,6127 |
| Engastada | 6,3380 | 7,2756 | 7,5902 | 8,7766 | 10,2502 |

FONTE: O autor (2018)

Figura 56 – Curva Força-Deslocamento do pórtico com base rotulada



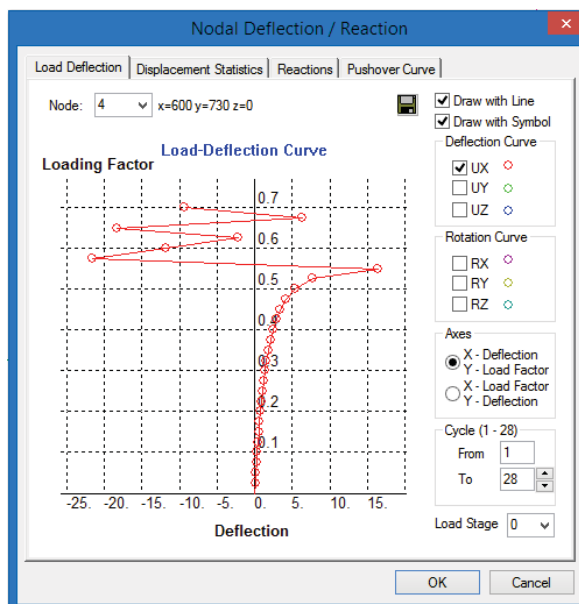
FONTE: O autor (2018)

Ao analisar os resultados dos gráficos das Figuras 53 e 54 e da Tabela 16, pode-se concluir que o tipo de ligação apresenta influência no comportamento global da estrutura tanto para os deslocamentos, quanto nas frequências naturais de vibração do pórtico. É importante salientar que ao comparar os resultados obtidos neste trabalho com os trabalhos de Chan & Chui (2000) ou Chen & Lui (1988), embora não coincidam, há uma boa semelhança no comportamento dos resultados para ambos os casos analisados, o que é o foco dessa subseção. A não coincidência de resultados com os trabalhos da literatura se justifica pelo fato do emprego de modelo de curva momento-rotação diferente dos demais autores, além da utilização do software NIDA, que limita suas análises pelos critérios normativos do Eurocode 3 realizando análise avançada.

A Tabela 17 apresenta os valores de carregamentos críticos obtidos para cada ligação e para cada consideração de ligação de base para o pórtico. Os valores de carga crítica das análises foram considerados como ponto limite para manter a estabilidade estrutural do pórtico estudado, conforme exemplificado na Figura 57. Na Figura 57 é possível perceber o deslocamento crescendo de forma ordenada e proporcional até chegar na ordem de 0.55 do fator de carga, ocorrendo na sequencia um deslocamento desordenado na análise, ou seja, ocorre uma instabilidade da

estrutura, caracterizando. Os valores de rigidez inicial foram obtidos a partir de Chan & Chui (2000) e convertidos para o Sistema Internacional de unidades.

Figura 57 – Determinação da carga crítica do pórtico (exemplo ilustrativo)



FONTE: O autor (2018)

Tabela 17 – Valores de rigidez inicial e de carregamento crítico para cada ligação

| Conversão dos valores de Kips.in/rad para kN.m/rad (Chen & Lui, 1988) | | | | | |
|---|---------------------|-----------|-----------|-----------|----------------|
| | Ligação A | Ligação B | Ligação C | Ligação D | Ligação Rígida |
| Rigidez inicial (kN.m/rad) | 5423,27 | 10758,30 | 12428,33 | 34799,32 | Infinito |
| Força P crítica considerada em cada ligação [kN] | | | | | |
| Ligação de Base | Ligação Viga-Coluna | | | | Ligação Rígida |
| | Ligação A | Ligação B | Ligação C | Ligação D | |
| Rotulada | 231,00 | 520,00 | 767,00 | 1694,00 | 2135,00 |
| Engastada | 2135,00 | 2135,00 | 2135,00 | 2135,00 | 2135,00 |

FONTE: O autor (2018)

5.2.2 Considerações parciais

A seção 5.2 teve por objetivo apresentar a influência de diferentes ligações no comportamento estrutural e para isso, os deslocamentos e as frequências de vibração do pórtico foram comparados. Assim, algumas considerações parciais podem ser destacadas nessa subseção, dentre as quais destacam-se:

- O tipo de ligação influencia no comportamento global da estrutura e esse comportamento está diretamente relacionado com a rigidez que a

ligação apresenta. Quanto mais rígida a ligação, mais estável se torna a estrutura e maior a carga crítica suportada;

- b) As ligações de base do pórtico influenciam no comportamento força-deslocamento da estrutural, principalmente na determinação da carga crítica considerando os diferentes tipos de ligações. A base rotulada produz deslocamentos maiores e cargas críticas menores, logo, é possível afirmar que a instabilidade estrutural está diretamente relacionada a ligação de base;
- c) Os resultados deste trabalho ao se comparar com os trabalhos base propostos na literatura, apresentam resultados não coincidentes. Isso ocorre devido ao fato da análise estrutural ser realizada utilizando um software comercial já desenvolvido que realizada análise avançada, não sendo possível compreender de forma plena os critérios utilizados durante as análises; e
- d) A utilização de diferentes modelos que descrevem o comportamento momento-rotação da ligação influencia nos resultados da análise estrutural, como será apresentado na Seção 5.3.

5.3 INFLUÊNCIA DO MODELO DE CURVA MOMENTO-ROTAÇÃO DA LIGAÇÃO

Essa seção tem por objetivo estudar o comportamento estrutural (esforços, deslocamentos e análise dinâmica modal) ao considerar diferentes modelos de curva momento-rotação para uma mesma ligação metálica. Diversas estruturas são analisadas: pórtico simples de Chan & Chui (2000), pórtico de três pavimentos de Chui & Chan (1997) e o pórtico de três pavimentos e dois quadros de Degertekin & Haylioglu (2004).

Para se alcançar tal objetivo são utilizados até cinco diferentes modelos de curva momento-rotação: modelo tradicional (rígido ou rotulado), modelo semirrígido linear [subseção 4.4.1], modelo semirrígido multilinear (pentalinear) [subseção 4.4.1], modelo semirrígido não linear de Kishi-Chen [subseção 4.4.5] e o modelo semirrígido não linear de Richard-Abbott [subseção 4.4.5].

Novamente, os resultados apresentados são obtidos a partir de análises inelásticas de segunda ordem. Os parâmetros para descrever cada modelo de curva

momento-rotação são detalhados em cada subseção, ao apresentar os modelos estudados.

5.3.1 Pórtico simples de Chan & Chui (2000)

Assim como na Seção 5.1, o primeiro exemplo de análise é o pórtico simples proposto por Chan & Chui (2000), cujas cargas, dimensões e características foram apresentadas na Figura 44. As ligações viga-coluna do pórtico tiveram seu comportamento avaliado de maneira teórica com auxílio de software computacional NIDA V9 Trial. Assim, para a análise, consideraram-se ligações viga-coluna: rígida, semirrígida com modelo linear, semirrígida com modelo multilinear e semirrígida com modelo potencial de Kishi & Chen (1987), conforme indicado na Tabela 18. A rigidez inicial da ligação viga-coluna ($R_{kini} = 11070,00 \text{ kN.m/rad}$) e da ligação coluna-base ($S_{cini} = 3228,75 \text{ kN.m/rad}$) foram calculadas a partir das formulações apresentadas por Chan & Chui (2000), conforme Equações (104) e (105).

Tabela 18 – Modelos de ligações adotados

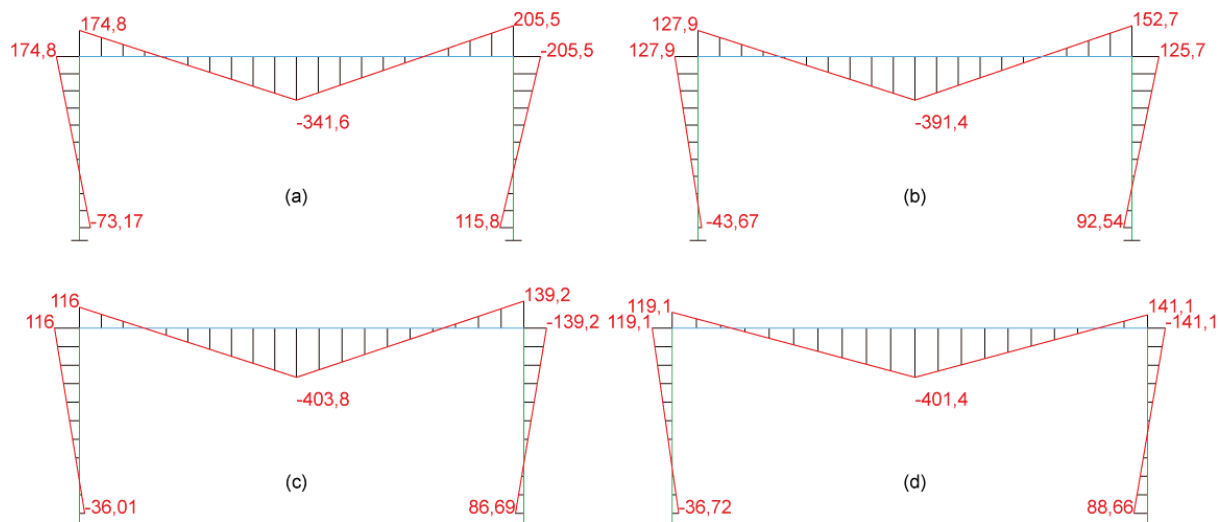
| Pórtico simples de Chan & Chui (2000) | |
|---------------------------------------|---------------------|
| Ligação Viga-Coluna | Ligação Coluna-Base |
| Rígido | Rígido |
| Semirrígido linear | |
| Semirrígido multilinear | |
| Semirrígido não linear Kishi-Chen | Semirrígido linear |

FONTE: O autor (2018)

Os parâmetros adotados para descrever a curva não linear do modelo potencial de Kishi & Chen (1987) foram a rigidez inicial apresentada anteriormente, o parâmetro de curva (C_1) igual a 1, e o momento resistente da viga adotado neste caso como 550 kN.m.

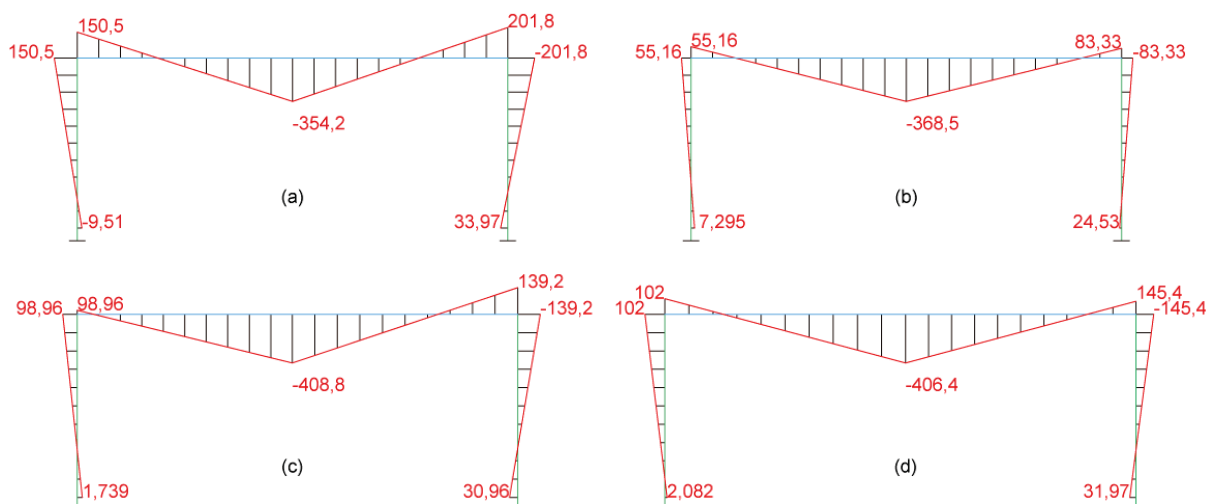
A Figura 58 e a Figura 59 apresentam a distribuição dos momentos fletores para as ligações viga-coluna sendo rígidas (a), semirrígidas lineares (b), semirrígidas multilineares (c) e semirrígidas não linear de Kishi-Chen, considerando a ligação coluna-base como rígida e como semirrígida, respectivamente.

Figura 58 – Distribuição dos momentos fletores com ligação coluna-base rígida. (a) rígida; (b) semirrígida linear; (c) semirrígida multilinear; e (d) semirrígida não linear Kishi-Chen



FONTE: O autor (2018)

Figura 59 – Distribuição dos momentos fletores com ligação coluna-base semirrígida linear. (a) rígida; (b) semirrígida linear; (c) semirrígida multilinear; e (d) semirrígida não linear Kishi-Chen



FONTE: O autor (2018)

Analisando a Figura 58 e Figura 59 percebe-se que a maior influência sobre a redistribuição do momento fletor ocorre quando comparamos o modelo viga-coluna tradicional rígido com o modelo viga-coluna semirrígido multilinear, com um aumento de 18,20% e de 15,42% no meio do vão da viga. Na ligação de base, ocorre uma diminuição de 50,79% e de 81,71%, ao considerar a ligação de base rígida e a ligação de base semirrígida, respectivamente, comparando os modelos com ligação viga-coluna rígida e semirrígida multilinear. Os modelos semirrígidos multilinear e não linear de Kishi-Chen apresentaram comportamentos esperados; e há um aumento de 10,28% do momento no meio do vão da viga ao comparar semirrígido de Kishi-Chen

com o modelo semirrígido linear. A Tabela 19 detalha os momentos fletores no meio do vão da viga das diversas análises do pórtico.

Tabela 19 – Momento fletor do pórtico para diferentes considerações de ligação viga-coluna e coluna-base

| Momento fletor no meio do vão da viga [kN.m] | | | | |
|---|---------------------|--------------------|-------------------------|--------------------------------------|
| Ligação Coluna-Base | Ligação Viga-Coluna | | | |
| | Rígida | Semirrígida linear | Semirrígida multilinear | Semirrígida não linear de Kishi-Chen |
| Rígida | 341,6 | 391,4 | 403,8 | 401,4 |
| Semirrígida linear | 354,2 | 368,5 | 408,8 | 406,4 |
| Momento fletor na ligação de base [kN.m] (Nó B) | | | | |
| Ligação Coluna-Base | Ligação Viga-Coluna | | | |
| | Rígida | Semirrígida linear | Semirrígida multilinear | Semirrígida não linear de Kishi-Chen |
| Rígida | 73,17 | 43,67 | 36,01 | 36,72 |
| Semirrígida linear | 9,51 | 7,295 | 1,739 | 2,082 |

FONTE: O autor (2018)

A Tabela 20 apresenta os deslocamentos correspondentes ao Nó A do pórtico (Figura 44) para cada modelo analisado neste trabalho. Observa-se que modelos que descrevem a curva momento-rotação da ligação influenciam na distribuição dos esforços da estrutura, assim como, alteram os deslocamentos horizontais. Percebe-se que ao refinar o modelo de curva, buscando representar de forma mais realista o comportamento da ligação, os deslocamentos aumentam. Ao comparar o modelo viga-coluna tradicional rígido com o modelo viga-coluna não linear de Kishi-Chen, observa-se um aumento de 64,07% no deslocamento horizontal do pórtico com ligação coluna-base semirrígida. Comparando os modelos semirrígidos entre si, temos um acréscimo de 9,72% e de 16,46% ao comparar o modelo viga-coluna multilinear e o não linear de Kishi-Chen com o modelo viga-coluna semirrígido linear, quando a ligação coluna-base é semirrígida linear, respectivamente.

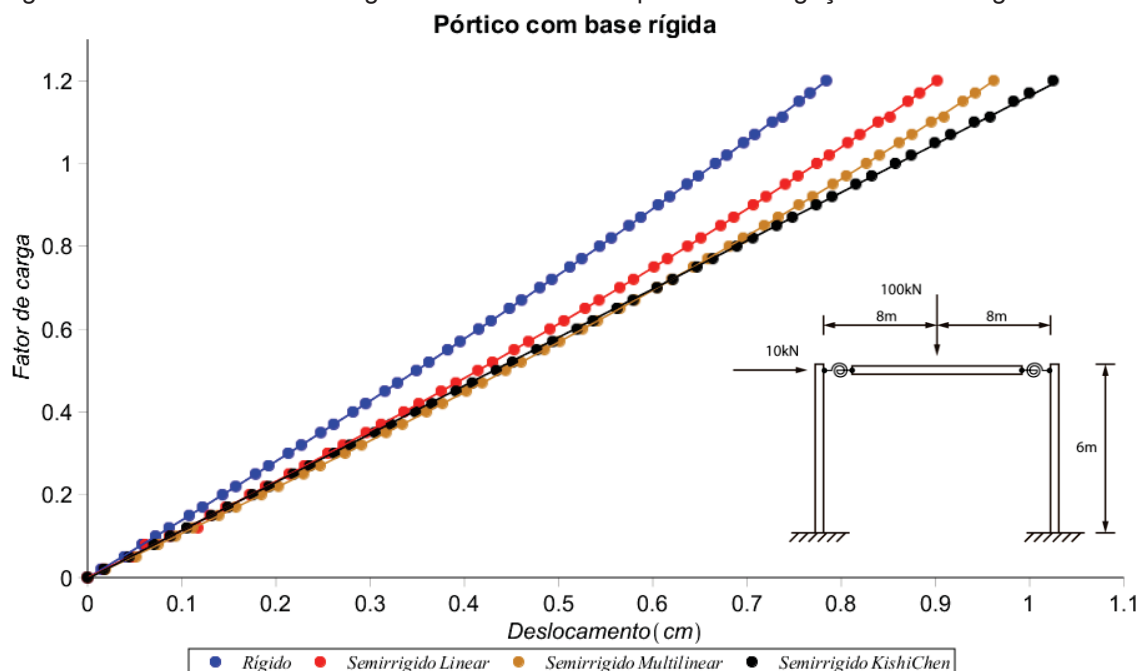
Tabela 20 – Deslocamento horizontal (UX) do pórtico

| Deslocamento Horizontal [cm] (Nó A) | | | | |
|-------------------------------------|---------------------|--------------------|-------------------------|--------------------------------------|
| Ligação Coluna-Base | Ligação Viga-Coluna | | | |
| | Rígida | Semirrígida linear | Semirrígida multilinear | Semirrígida não linear de Kishi-Chen |
| Rígida | 0,7842 | 0,9019 | 0,9620 | 1,0250 |
| Semirrígida linear | 2,0010 | 2,8190 | 3,0930 | 3,2830 |

FONTE: O autor (2018)

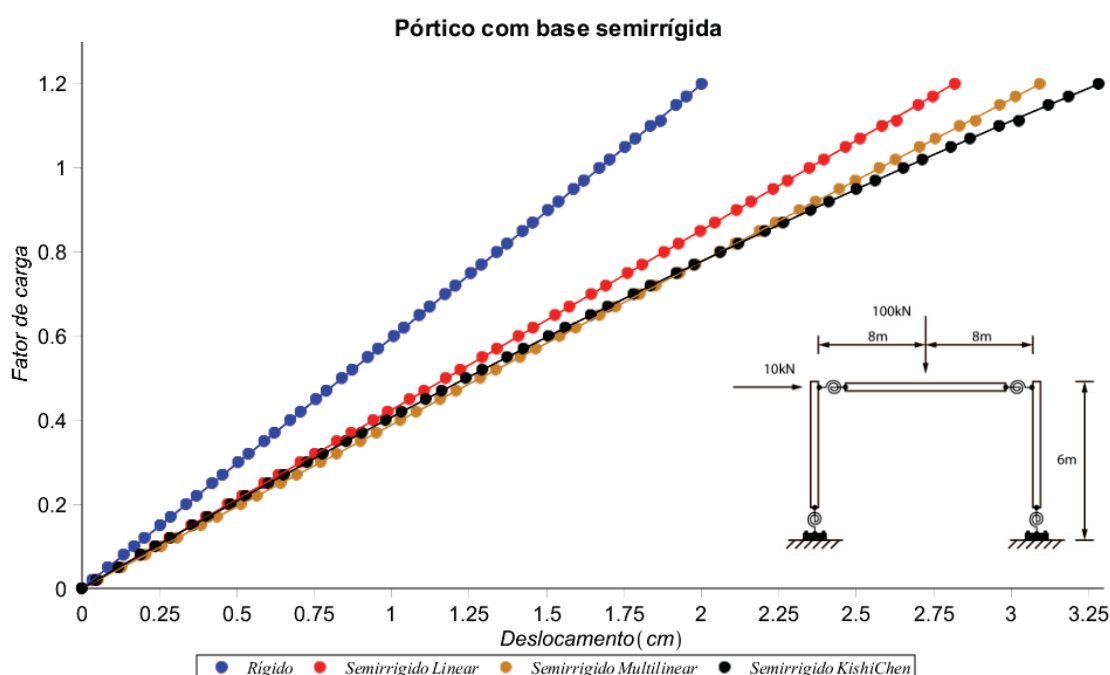
Os percursos dos deslocamentos podem ser traçados a partir da curva fator de carga pelo deslocamento, conforme apresentado na Figura 60 e Figura 61. Ao analisar o gráfico, percebe-se a influência dos modelos de curva momento rotação ao longo dos incrementos de carga da estrutura, principalmente na trajetória final dos deslocamentos, havendo uma maior divergência quando o fator de carga atuando na estrutura é maior.

Figura 60 – Curva Fator de carga x Deslocamento do pórtico com ligação de base rígida



FONTE: O autor (2018)

Figura 61 – Curva Fator de carga x Deslocamento do pórtico com ligação de base semirrígida



FONTE: O autor (2018)

Ao analisar a Figura 60 e Figura 61, percebe-se que a trajetória de deslocamentos do modelo rígido praticamente não acompanha a trajetória dos outros modelos semirrígidos. Contudo, observa-se uma similaridade de trajetória para os demais modelos (semirrígido linear, multilinear e de Kishi & Chen) até o fator de carga de aproximadamente 50%. Os modelos semirrígidos multilinear e não linear de Kishi & Chen apresentam divergências um pouco mais significativas ao se aproximar de 100% da carga aplicada.

Finalmente, realizou-se uma análise dinâmica modal do pórtico a fim de analisar a influência das diferentes considerações de modelos de curvas momento-rotação nas ligações viga-coluna e coluna-base nas frequências naturais de vibração. As três primeiras frequências para cada modelo são mostradas na Tabela 21. Ao comparar o modelo idealizado como rígido com o modelo que melhor representa o comportamento real da estrutura, observa-se uma redução de 47,35% da primeira frequência de vibração. O modelo semirrígido de Kishi-Chen apresenta um comportamento de frequências intermediário aos modelos semirrígido linear e semirrígido multilinear, os valores de [4,3752; 4,4427; 4,5339] e [2,7110; 2,7672; 2,8336], correspondem ao modelo semirrígido multilinear, Kishi-Chen e linear, e com ligação coluna-base rígida e semirrígida linear, respectivamente.

Tabela 21 – Frequências de vibração do pórtico para as diferentes análises

| Ligação Viga-Coluna | Ligação Coluna-Base | Análise Modal (Hz) | | |
|--------------------------------------|---------------------|--------------------|----------|----------|
| | | 1a Freq. | 2a Freq. | 3a Freq. |
| Rígido | Rígido | 5,2561 | 7,9165 | 26,8856 |
| | Semirrígido linear | 3,3498 | 7,5912 | 25,9299 |
| Semirrígido linear | Rígido | 4,5339 | 7,2561 | 25,7840 |
| | Semirrígido linear | 2,8336 | 7,0981 | 24,3599 |
| Semirrígido multilinear | Rígido | 4,3752 | 7,1130 | 25,5645 |
| | Semirrígido linear | 2,7110 | 6,9835 | 24,0381 |
| Semirrígido não linear de Kishi-Chen | Rígido | 4,4427 | 7,1740 | 25,6562 |
| | Semirrígido linear | 2,7672 | 7,0362 | 24,1820 |

FONTE: O autor (2018)

5.3.2 Pórtico de três pavimentos de Chui & Chan (1997)

O segundo exemplo dessa seção é o pórtico de três pavimentos de Chui & Chan (1997), já abordado na subseção 5.2.2. As cargas, dimensões e características foram apresentadas na Figura 46. A rigidez inicial da ligação viga-coluna é

apresentada no trabalho de Chui & Chan (1997), sendo $R_{kini} = 20058,00$ kN.m/rad e a rigidez da ligação coluna-base é considerada como $S_{cini} = 2284,00$ kN.m/rad (calculada a partir das forças atuantes na ligação de base e detalhada na subseção 5.4.3).

Cinco modelos serão estudados nas análises: ligação rígida, ligação semirrígida linear, ligação semirrígida multilinear, semirrígida não linear de Kishi-Chen e semirrígida não linear de Richard-Abbott, conforme descrito na Tabela 22. As considerações de ligações de coluna-base serão rotuladas e semirrígidas.

Os parâmetros adotados para descrever a curva do modelo potencial de Richard & Abbott (1975) e de Kishi & Chen (1987) são obtidos do trabalho de Chui & Chan (1997). O parâmetro de curva C_1 igual a 1, a rigidez inicial $R_{ki} = 20058,00$ kN.m/rad e a rigidez plástica $R_{kp} = 458,37$ kN.m/rad. Para descrever o modelo não linear de Kishi & Chen (1987) considera-se a rigidez plástica igual a zero.

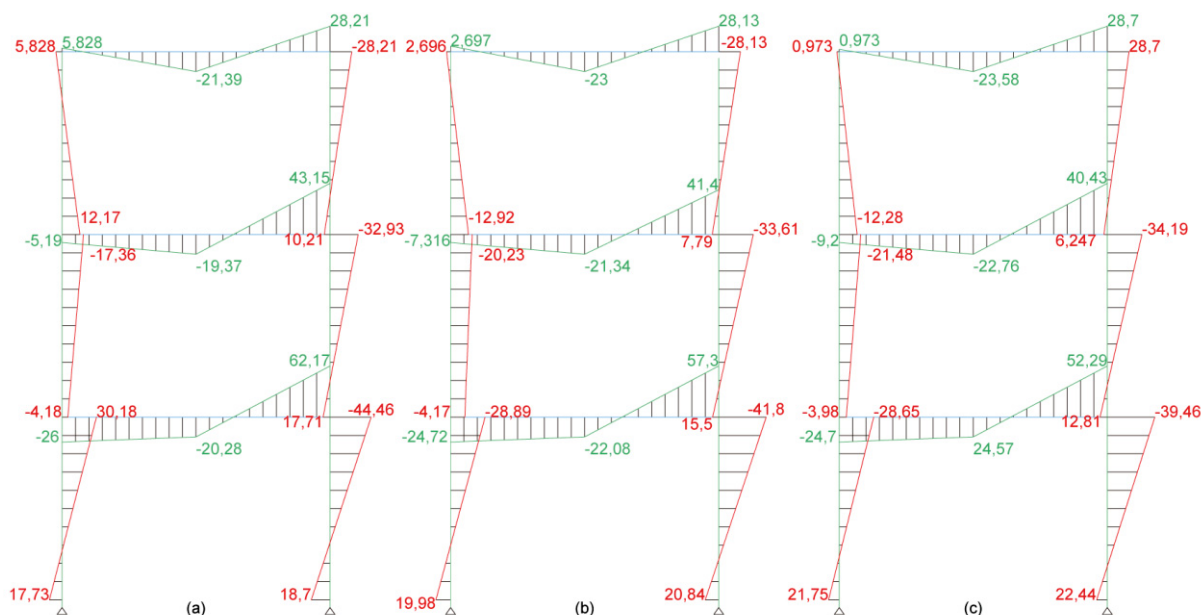
Tabela 22 – Considerações para análise do pórtico

| Ligação Viga-Coluna | Ligação Coluna-Base |
|---------------------------------------|---------------------|
| Rígido | |
| Semirrígido linear | Rotulada |
| Semirrígido multilinear | |
| Semirrígido não linear Kishi-Chen | Semirrígida |
| Semirrígido não linear Richard-Abbott | |

FONTE: O autor (2018)

A Figura 62 mostra a distribuição do momento fletor do pórtico ao alterar o modelo que descreve a rigidez da ligação viga-coluna entre rígido, semirrígido linear e o semirrígido não linear com o modelo Richar & Abbott (1975), considerando a ligação coluna-base como semirrígida. A maior influência na redistribuição do momento de flexão, ocorre, quando se compara o modelo não linear com o modelo rígido, com um aumento de 21,15% no meio do vão da viga 01 e de 22,67% na base da coluna. Dentre os modelos semirrígidos ocorre um acréscimo de 11,28% do momento fletor na viga 01 quando variamos o modelo de semirrígido linear para o semirrígido não linear de Richard-Abbott, ou qualquer outro modelo não linear.

Figura 62 – Redistribuição do momento fletor do pórtico com ligação de base semirrígida linear; (a) ligação viga-coluna rígida; (b) ligação viga-coluna semirrígida linear; (c) ligação viga-coluna semirrígida não linear de Richard-Abbott.



FONTE: O autor (2018)

A Tabela 23 apresenta os resultados dos momentos fletores no meio do vão da viga 01 e a Tabela 24 apresenta os resultados dos momentos fletores da base (nó B) do pórtico para todos os modelos analisados neste trabalho. Ao analisar as tabelas, é possível perceber a influência do modelo que descreve a rigidez da ligação viga-coluna, e principalmente a influência da rigidez da ligação coluna-base, como será destacado na Seção 5.4.

No entanto, é importante notar que, para o pórtico em estudo, não houve influência na variação dos resultados para modelos de viga-coluna variando entre não-linear de Richard & Abbott (1975), não linear de Kishi & Chen (1987) e o modelo multilinear. As três considerações apresentaram resultados iguais ou similares de momentos fletor, de deslocamentos e frequências de vibração, como mostrado na Tabela 23, Tabela 24, Tabela 25 e na Tabela 26.

A Tabela 25 mostra os valores dos deslocamentos do nó A (Figura 46) para cada um dos modelos desse trabalho. Observa-se que a consideração da semirrígidez da ligação viga-coluna favoreceu a redistribuição das forças internas, assim como a ligação coluna-base, em relação ao modelo rígido. Os deslocamentos apresentados na Tabela 25 correspondem à direção UX (deslocamento horizontal no plano).

Tabela 23 – Momento fletor na viga para as diferentes considerações de análise

| Momento fletor no meio do vão da viga 01 [kN.m] | | | | | |
|---|---------------------|--------------------|---------------------------------------|-----------------------------------|-------------------------|
| Ligação Coluna-Base | Ligação Viga-Coluna | | | | |
| | Rígida | Semirrígida linear | Semirrígida não linear Richard-Abbott | Semirrígida não linear Kishi-Chen | Semirrígida multilinear |
| Rotulada | 20,41 | 22,20 | 26,62 | 26,62 | 26,62 |
| Semirrígida | 20,28 | 22,08 | 24,57 | 24,57 | 24,57 |

FONTE: O autor (2018)

Tabela 24 – Momento fletor na base para as diferentes considerações de análise

| Momento fletor na base [kN.m] (Nó B) | | | | | |
|--------------------------------------|---------------------|--------------------|---------------------------------------|-----------------------------------|-------------------------|
| Ligação Coluna-Base | Ligação Viga-Coluna | | | | |
| | Rígida | Semirrígida linear | Semirrígida não linear Richard-Abbott | Semirrígida não linear Kishi-Chen | Semirrígida multilinear |
| Semirrígida | 17,73 | 19,98 | 21,75 | 21,75 | 21,75 |

FONTE: O autor (2018)

Tabela 25 – Deslocamento horizontal no Nó A para as diferentes considerações de análise

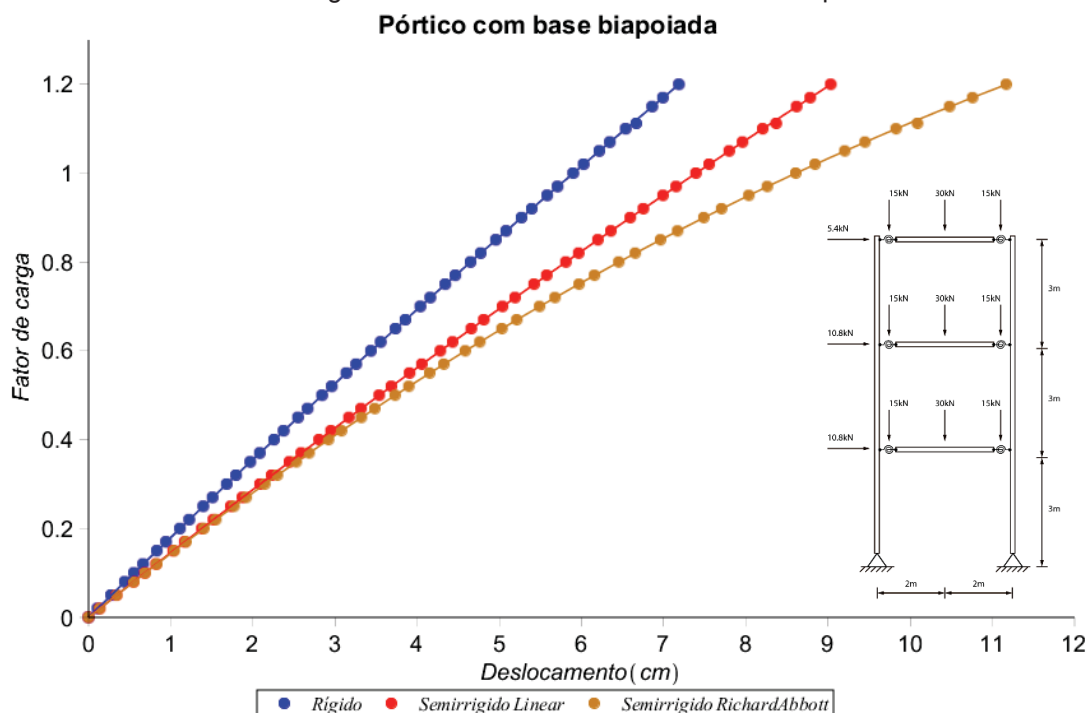
| Deslocamento horizontal [Nó A] (cm) | | | | | |
|-------------------------------------|---------------------|--------------------|---------------------------------------|-----------------------------------|-------------------------|
| Ligação Coluna-Base | Ligação Viga-Coluna | | | | |
| | Rígida | Semirrígida linear | Semirrígida não linear Richard-Abbott | Semirrígida não linear Kishi-Chen | Semirrígida multilinear |
| Biapoaiada | 7,186 | 9,034 | 11,17 | 11,17 | 11,17 |
| Semirrígida | 5,078 | 6,225 | 7,036 | 7,036 | 7,036 |

FONTE: O autor (2018)

Nas figuras 63 e 64 pode-se observar a trajetória dos deslocamentos em função do fator de carga aplicado na estrutura, até atingir os deslocamentos máximos já apresentados na Tabela 25. A trajetória do modelo de curva momento-rotação da ligação viga-coluna como rígido apresenta similaridade com os demais modelos somente no início da trajetória, até aproximadamente 10% da carga aplicada. Os modelos semirrígido linear e semirrígido não linear de Richard & Abbott (1975) apresentam similaridade na trajetória dos deslocamentos até aproximadamente 50% da carga atuando na estrutura, seja para a consideração de base rotulada (Figura 63) ou semirrígida (Figura 64); posteriormente, com o aumento do fator de carga as

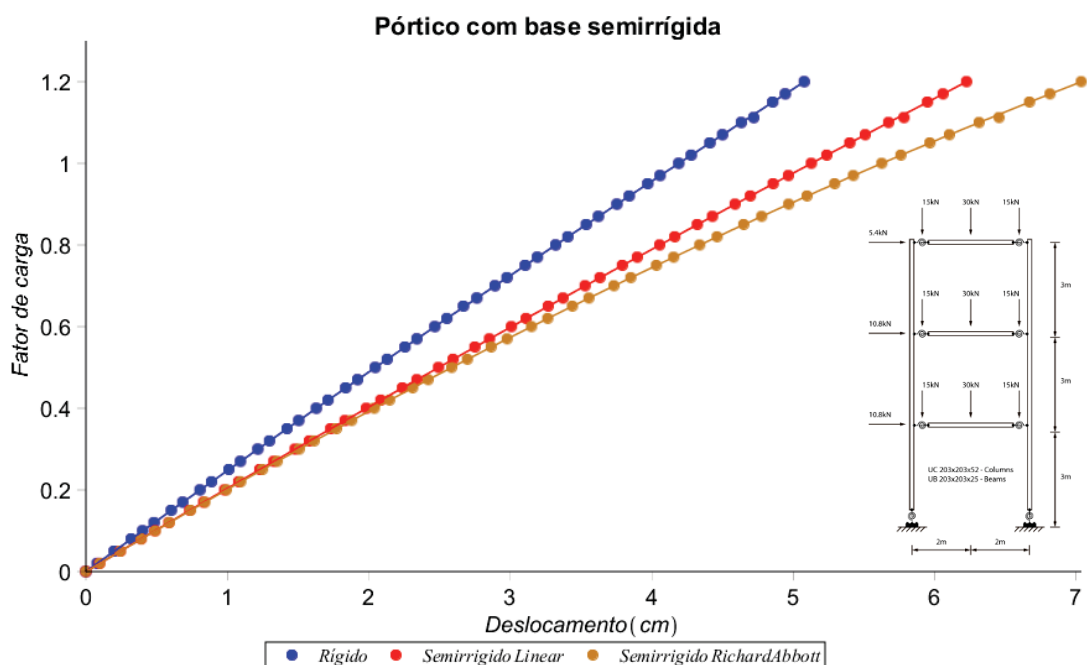
trajetórias de distanciam e apresentam grande influência no deslocamento final do pórtico.

Figura 63 – Curva Fator de carga x Deslocamento horizontal do nó A do pórtico com base rotulada



FONTE: O autor (2018)

Figura 64 – Curva Fator de carga x Deslocamento horizontal do nó A do pórtico com base semirrígida



FONTE: O autor (2018)

Finalmente, realizou-se uma análise dinâmica modal no pórtico, a fim de analisar a influência das considerações dos diversos modelos de ligações viga-coluna e coluna-base nas frequências naturais de vibração. As primeiras três frequências do

pórtico são mostradas na Tabela 26. Pode-se perceber que as frequências dependem fortemente da rigidez das ligações, havendo uma redução da frequência fundamental conforme o modelo de curva momento-rotação se torna mais próximo do comportamento real da ligação. O modelo com ligação de base semirrígida e ligação viga-coluna semirrígida linear reduziu em 8,73% a primeira frequência ao comparar com o modelo viga-coluna rígida; e ainda, há uma redução menos significativa quando variamos a ligação viga-coluna de semirrígida linear para semirrígida não linear de Richard-Abbott, equivalente a 2,09%.

As frequências de vibração não apresentam o mesmo comportamento dos deslocamentos e momentos fletores da estrutura. Enquanto que os valores numéricos dos deslocamentos e momentos fletores eram os mesmos para todos os modelos não lineares de ligação viga-coluna, as frequências de vibração apresentaram variações entre estes modelos, mesmo que pouco significativa.

Tabela 26 – Frequências de vibração para as diferentes considerações de análise

| Análise Modal (Hz) – 1º Frequência natural de vibração | | | | | |
|--|---------------------|--------------------|---------------------------------------|-----------------------------------|-------------------------|
| Ligação Coluna-Base | Ligação Viga-Coluna | | | | |
| | Rígida | Semirrígida linear | Semirrígida não linear Richard-Abbott | Semirrígida não linear Kishi-Chen | Semirrígida multilinear |
| Rotulada | 3,9057 | 3,5248 | 3,4105 | 3,3965 | 3,3741 |
| Semirrígida | 4,5786 | 4,1791 | 4,0917 | 4,0871 | 4,0368 |

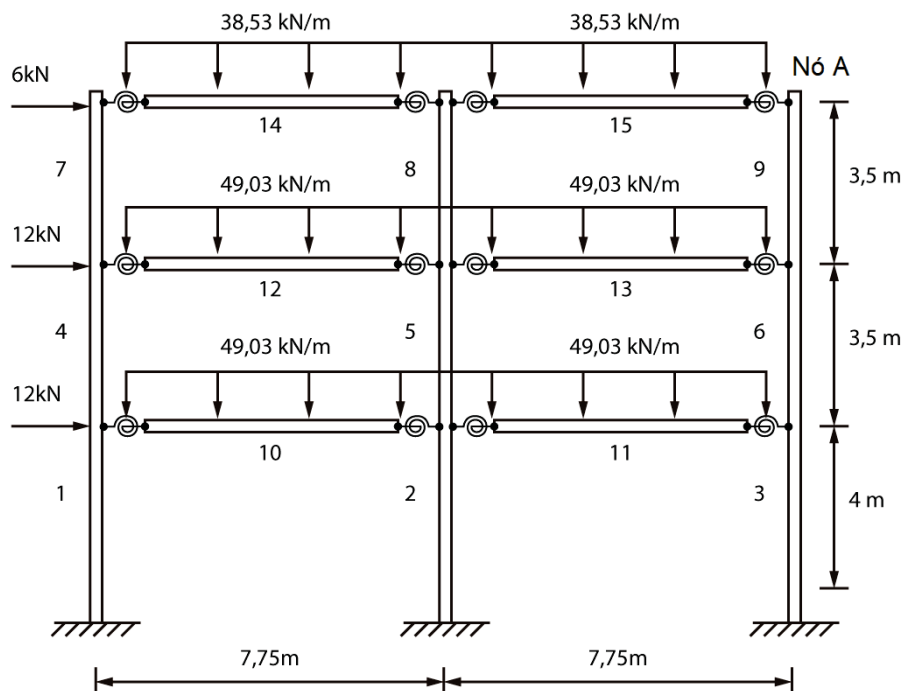
FONTE: O autor (2018)

5.3.3 Pórtico de três pavimentos e dois quadros de Degertekin & Hayalioglu (2004)

O terceiro exemplo dessa seção é o pórtico de três pavimentos e dois quadros de Degertekin & Hayalioglu (2004). As cargas, dimensões e características da estrutura estão apresentadas na Figura 65 e os perfis correspondentes às numerações dos elementos do pórtico estão descritas na Tabela 27. Degertekin & Hayalioglu (2004) realizaram uma análise inelástica de segunda ordem com modelo de ligação viga-coluna semirrígido não linear de Fyre & Morris (1975) [subseção 4.4.2]. Neste trabalho, três modelos de ligação viga-coluna são abordados, sendo eles: rígido, semirrígido linear e semirrígido não linear de Kishi & Chen (1987). A rigidez inicial da ligação viga-coluna foi adotada de forma a se aproximar da rigidez descrita pelo modelo de Fyre & Morris (1975), sendo $R_{kini} = 19058,00 \text{ kN.m/rad}$.

Serão descritos os resultados de esforços, deslocamentos e frequências naturais de vibração para os três modelos analisados neste trabalho, comparando os resultados entre os modelos e também comparando-os aos resultados obtidos por Degertekin & Hayalioglu (2004).

Figura 65 – Pórtico de três pavimentos e dois quadros: geometria e carregamentos



FONTE: Adaptado de Degertekin & Hayalioglu (2004)

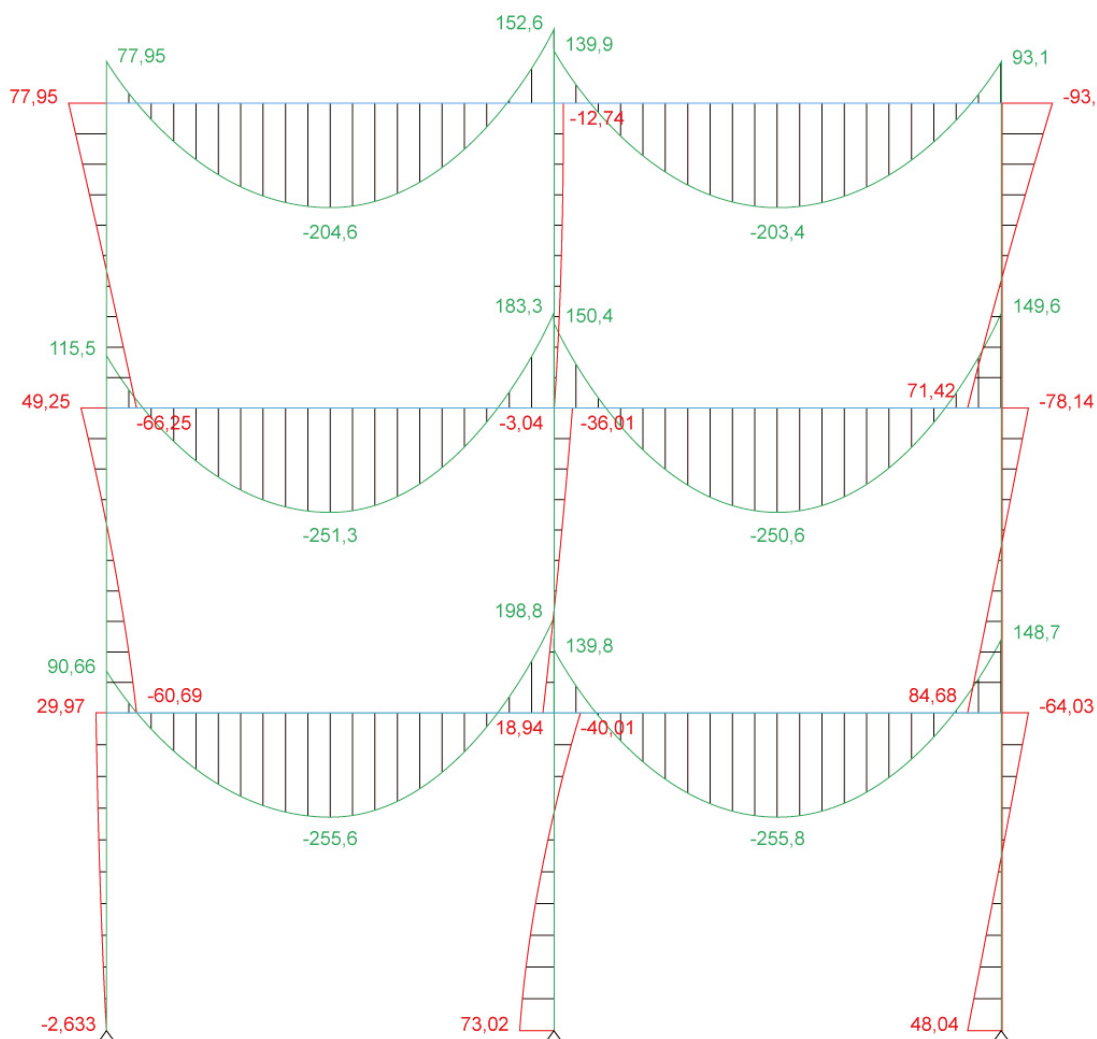
Tabela 27 – Perfis dos elementos de viga e coluna estruturais do pórtico para consideração de ligação rígida e semirrígida

| Elemento (nº) | Ligações semirrígidas | Ligações rígidas |
|---------------|-----------------------|------------------|
| 1, 4, 7 | W12x22 | W12x40 |
| 2, 5, 8 | W12x40 | W12x40 |
| 3, 6, 9 | W12x19 | W12x40 |
| 10-13 | W12x96 | W12x65 |
| 14, 15 | W12x72 | W12x53 |

FONTE: Adaptado de Degertekin & Hayalioglu (2004)

Na Figura 66 e na Figura 67 é possível perceber a distribuição dos momentos fletores do pórtico ao variar o modelo que descreve o comportamento da ligação viga-coluna entre semirrígido linear e semirrígido não linear de Kishi & Chen (1987). É possível perceber um grande aumento nos esforços em todos os elementos do pórtico, chegando em um acréscimo de até 36% no meio do vão da viga 12 ao compor o modelo semirrígido de Kishi-Chen com o modelo semirrígido linear.

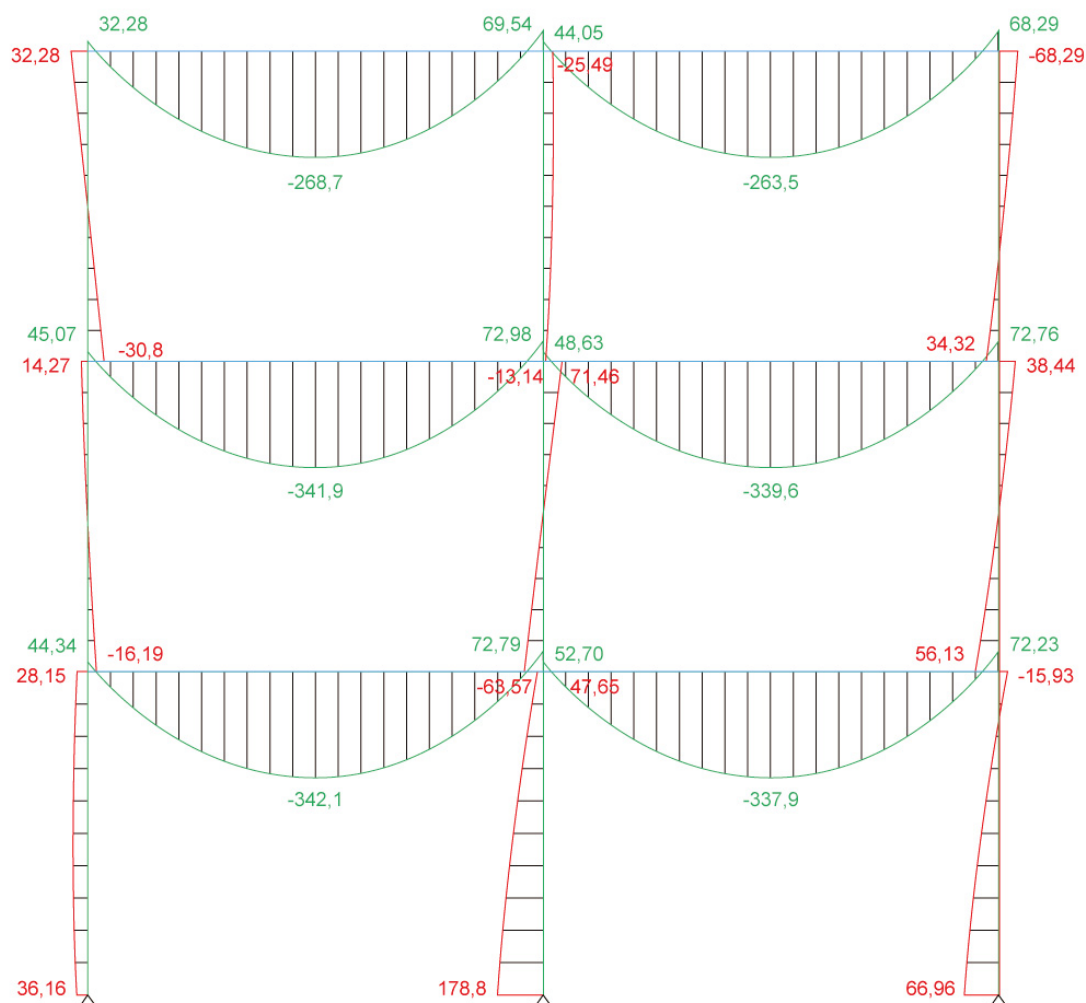
Figura 66 – Momento fletores do pórtico de Degertekin & Hayalioglu (2004) considerando ligações viga-coluna semirrígidas lineares.



FONTE: O autor (2018)

Na Tabela 28 são apresentados os valores dos momentos fletores no meio dos vãos das vigas do pórtico para os três modelos analisados e para o modelo abordado por Degertekin & Hayalioglu (2004). Percebe-se que a utilização de modelos diferentes interfere diretamente no comportamento estrutural do pórtico, em relação aos momentos fletores e que o modelo não linear de Kishi & Chen (1987) apresenta os maiores esforços atuantes na estrutura. Analisando a viga 15, houve um acréscimo de 97,53%, 29,55% e de 19,46% ao comparar os modelos com ligação rígida, semirrígida linear e semirrígida não linear de Fyre & Morris com o modelo não linear de Kishi & Chen, respectivamente.

Figura 67 – Momento fletores do pórtico de Degertekin & Hayalioglu (2004) considerando ligações viga-coluna semirrígidas não lineares de Kishi & Chen (1987)



FONTE: O autor (2018)

Tabela 28 – Momentos fletores no meio do vão da viga

| Momento fletor no meio do vão da viga [kN.m] | | | | |
|--|----------------|----------------------------|---|---|
| Elemento (nº) | Ligação rígida | Ligação semirrígida linear | Ligação semirrígida não linear Fyre & Morris* | Ligação semirrígida não linear Kishi & Chen |
| 10 | 161,50 | 255,50 | 282,42 | 342,10 |
| 11 | 162,70 | 255,80 | 277,18 | 337,90 |
| 12 | 157,50 | 251,30 | 278,86 | 341,90 |
| 13 | 155,20 | 250,60 | 275,40 | 339,50 |
| 14 | 136,00 | 204,60 | 223,80 | 266,70 |
| 15 | 133,40 | 203,40 | 220,57 | 263,50 |

*Valores fornecidos por Degertekin & Hayalioglu (2004)

FONTE: O autor (2018)

A Tabela 29 apresenta os valores de deslocamento horizontal correspondentes ao Nó A do pórtico, indicado na Figura 65. Assim como na distribuição dos esforços, o modelo que descreve o comportamento da ligação

influencia de forma muito significativa nos deslocamentos da estrutura, principalmente quando observamos o modelo não linear de Kishi-Chen (1987), havendo um acréscimo maior que 450% em relação ao modelo semirrígido linear e maior que 900% em relação ao modelo rígido. De forma contraditória aos momentos fletores, o modelo utilizado por Degertekin & Hayalioglu (2004) apresentou valor de deslocamento menor que o modelo semirrígido linear, e não entre o modelo linear e de Kishi & Chen.

Tabela 29 – Deslocamento horizontal correspondente ao Nó A do pórtico.

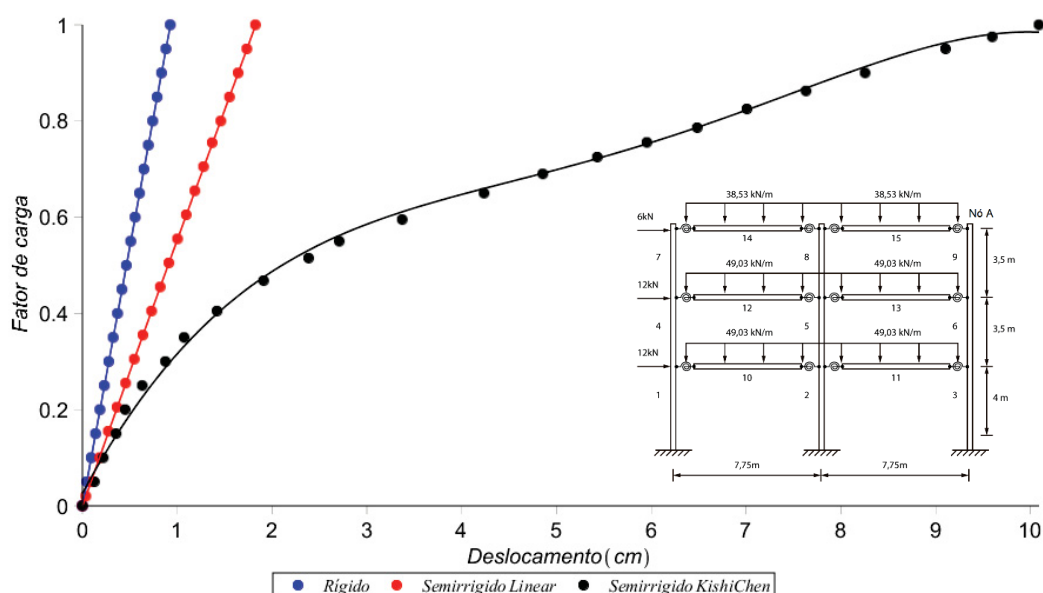
| Modelo da ligação viga-coluna | Deslocamento horizontal (Nó A) [cm] |
|-------------------------------|-------------------------------------|
| Rígida | 0,9276 |
| Semirrígida linear | 1,826 |
| Semirrígido Fyre & Morris* | 1,160 |
| Semirrígida Kishi & Chen | 10,09 |

*Valores fornecidos por Degertekin & Hayalioglu (2004)

FONTE: O autor (2018)

Na Figura 68 apresenta-se o gráfico ilustrativo dos deslocamentos em função do fator de carga atuante no pórtico, tornando-se visível a influência do modelo de ligação, conforme descrito na Tabela 29. O modelo não linear de Kishi & Chen (1987) apresenta deslocamentos excessivos, porém, ainda mantendo a estabilidade estrutural.

Figura 68 – Curva Fator de carga x Deslocamento horizontal do Nó A do pórtico



FONTE: O autor (2018)

Por fim, realizou-se a análise dinâmica modal a fim de verificar a influência dos modelos nas frequências naturais de vibração do pórtico. A Tabela 30 apresenta os valores correspondentes às três primeiras frequências de vibração do pórtico para

cada um dos modelos. Uma redução de 40,55% na primeira frequência de vibração ocorre quando se compara o modelo tradicional rígido com o modelo semirrígido não linear de Kishi & Chen (1987), e uma redução de 22,03% ao comparar o modelo semirrígido não linear de Kishi & Chen com o modelo semirrígido linear. Ainda, ao analisar os valores das 3 primeiras frequências de vibração é possível perceber que o refino do modelo de curva momento-rotação afeta de forma mais significativa as menores frequências, como é possível perceber também na Tabela 21 do exemplo 5.3.1.

Tabela 30 – Frequências de vibração do pórtico

| Modelo da ligação viga-coluna | 1ª Freq. [Hz] | 2ª Freq. [Hz] | 3ª Freq. [Hz] |
|-------------------------------|------------------|------------------|------------------|
| Rígida | 4,5109 | 14,4873 | 23,1318 |
| Semirrígida linear | 3,4397 | 12,0324 | 22,1721 |
| Semirrígida Kishi & Chen | 2,6818 | 10,4079 | 21,3195 |

FONTE: O autor (2018)

5.3.4 Considerações parciais

A Seção 5.3 teve por objetivo investigar a influência do modelo de curva momento-rotação da ligação e para isso, os esforços, os deslocamentos e as frequências naturais de vibração dos pórticos foram comparados. Assim, algumas considerações parciais podem ser destacadas nessa subseção, dentre as quais destaca-se:

- a) O modelo de curva momento-rotação que descreve o comportamento da ligação exerce influência sobre o comportamento global da estrutura, seja nos esforços, deslocamentos e frequências naturais de vibração, contudo, os deslocamentos sofrem uma maior influência;
- b) O comportamento do pórtico ao considerar modelos que melhor descrevem o comportamento das ligações, tendem a tornar a estrutura mais instável. Isso ocorre pois há um acréscimo muito significativo nos deslocamentos, podendo assim ocasionar uma instabilidade;
- c) Três pórticos foram analisados, partindo de um pórtico simples até um pórtico mais complexo (com mais pavimentos, quadros e elementos). É possível perceber pelas análises que os modelos de curva momento-rotação têm uma influência maior conforme o pórtico tornou-se mais

complexo. Ao analisar os gráficos de fator de carga x deslocamento, a influência do modelo no pórtico de Degertekin & Hayalioglu (2004) é muito maior do que no pórtico de Chan & Chui (2000);

- d) Para o segundo exemplo analisado, o pórtico de três pavimentos de Chui & Chan (1997), os modelos não lineares se comportaram de forma semelhante, apresentando os mesmos resultados tanto para esforços, quanto para deslocamento. Logo, cada estrutura apresenta sua particularidade e os modelos de curva momento-rotação podem apresentar influências distintas em estruturas distintas.
- e) Dependendo da carga (fator de carga) atuando em uma estrutura, os modelos de curva momento-rotação semirrígidos lineares e não lineares apresentaram comportamentos semelhantes nos deslocamentos horizontais, como pode-se perceber nos exemplos da subseção 5.3.1 e 5.3.2.

5.4 INFLUÊNCIA DA LIGAÇÃO COLUNA-BASE

Essa seção tem por objetivo estudar o comportamento estrutural de quatro estruturas, já apresentadas anteriormente, com foco na influência da ligação coluna-base da estrutura. As análises mostram um comparativo ao se considerar as ligações de base como rígidas, semirrígidas ou rotuladas.

Diversos resultados de momentos fletores, deslocamentos e frequências naturais de vibração já foram apresentados ao longo das Seções 5.1, 5.2 e 5.3. Assim, o foco da Seção 5.4 será apresentar a influência da ligação coluna-base a partir dos deslocamentos em função do fator de carga ou das forças atuantes na estrutura.

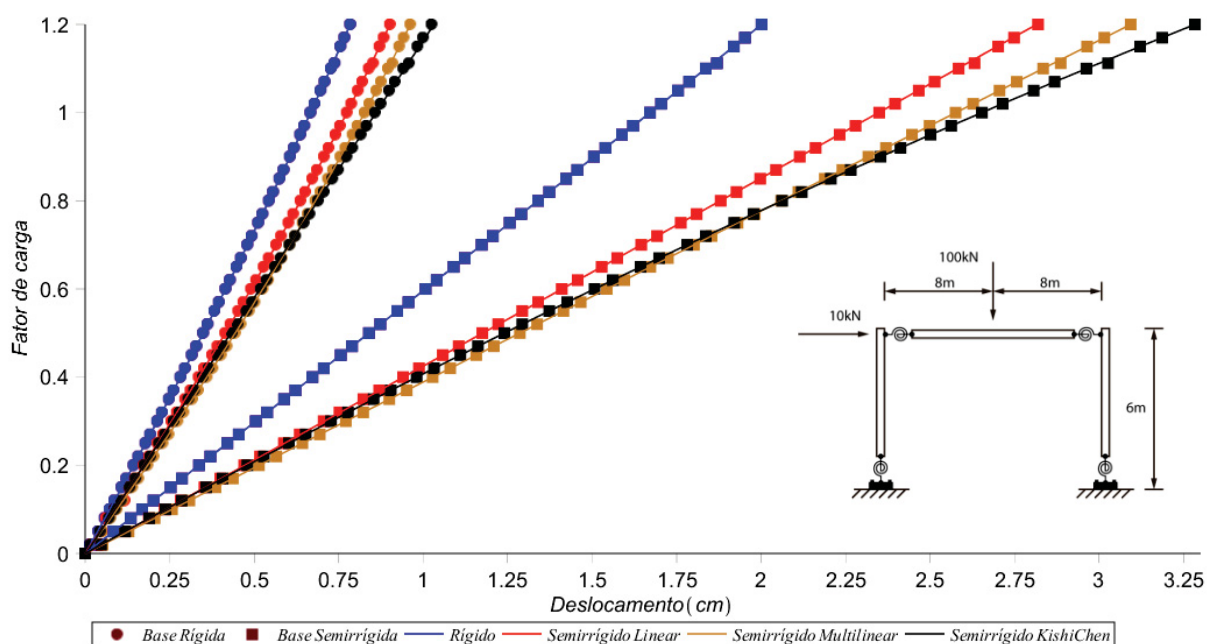
É importante ressaltar que para todas as considerações de ligação coluna-base semirrígida, o modelo adotado foi o semirrígido linear. Dos pórticos analisados neste trabalho, o valor de semirrigidez da ligação de base do pórtico de Chan & Chui (2000) foi obtido pela formulação proposta pelos autores [subseção 5.1.1]; para o pórtico de três pavimentos de Chui & Chan (1997) o valor de rigidez inicial [subseção 5.1.2] foi obtido através da formulação proposta por Li *et al.* (2016), descrita na subseção 4.6.2; e para o pórtico de três pavimentos e dois quadros de Degertekin & Hayalioglu (2004), o valor de rigidez inicial da ligação coluna-base será detalhado e descrito na subseção 5.4.4.

5.4.1 Pórtico simples de Chan & Chui (2000)

O pórtico simples de Chan & Chui (2000) teve suas características e carregamentos apresentados nas subseções 5.1.1 e 5.3.1, com diversos resultados e comparativos, além dos parâmetros das ligações viga-coluna. A rigidez da ligação coluna-base equivalente a $S_{cini} = 3228,75 \text{ kN.m/rad}$ foi obtida pela Eq. (105).

As curvas fator de carga x deslocamento foram apresentadas na seção 5.3, contudo, o foco desta subseção é apresentar a influência da rigidez da ligação coluna-base. Assim, na Figura 69 são plotados os caminhos de equilíbrio para as diversas considerações de ligação viga-coluna: rígida, semirrígida linear, semirrígida multilinear e semirrígida não linear Kishi & Chen; ainda, para as duas considerações de rigidez de base: rígida e semirrígida linear.

Figura 69 – Curva fator de carga x deslocamento do pórtico com ligação coluna-base rígida e semirrígida linear.



FONTE: O autor (2018)

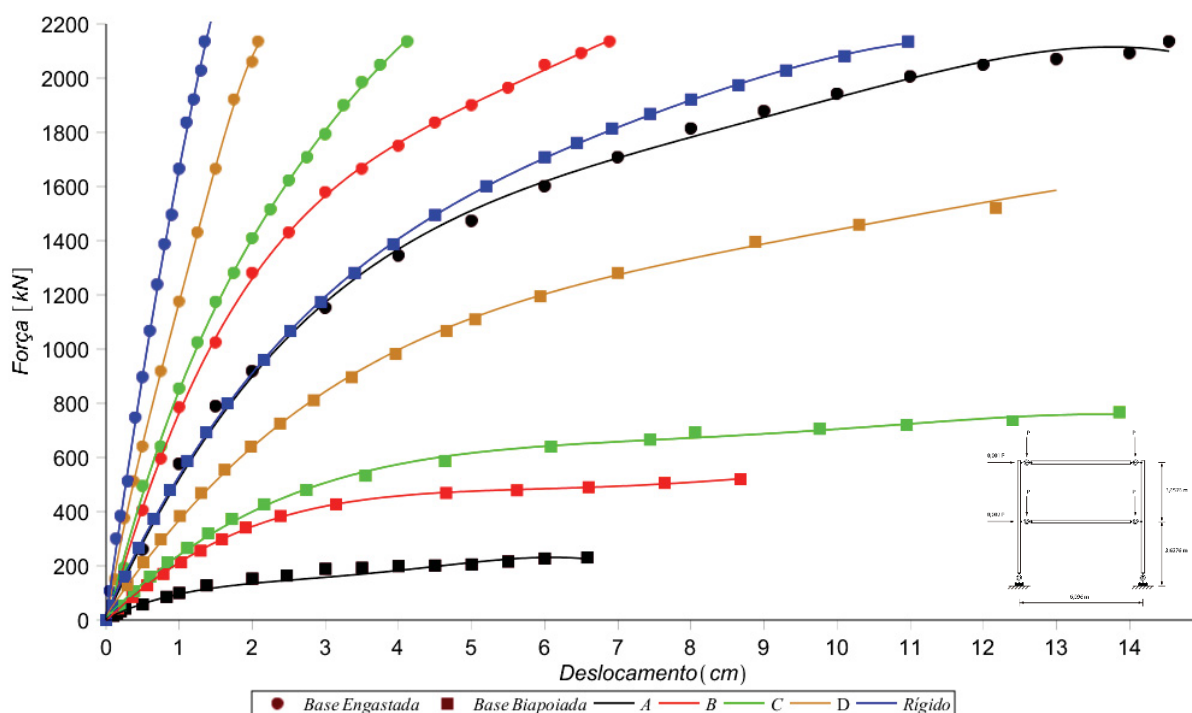
Ao analisar a Figura 69 verifica-se a influência dos modelos de curva momento-rotação e principalmente a influência da rigidez de base nos deslocamentos da estrutura, havendo um aumento de 220% no deslocamento horizontal ao se comparar o modelo semirrígido de Kishi & Chen com base rígida e o mesmo com base semirrígida.

5.4.2 Pórtico de dois pavimentos de Chen & Lui (1988)

O pórtico de dois pavimentos de Chen & Lui (1988) foi anteriormente apresentado na seção 5.2 e na subseção 5.2.1, onde suas características e carregamentos foram descritos, assim como os modelos de curva momento-rotação adotados para as cinco ligações utilizadas nas análises.

Para apresentar a influência da ligação coluna-base, foram utilizados os modelos tradicionais de ligação (rígida e rotulada), a fim de comparar a influência na determinação da carga crítica resistente do pórtico e dos deslocamentos em função da carga aplicada. Na Figura 70 estão plotados os deslocamentos em função da carga aplicada, até chegar à carga crítica (conforme apresentado na subseção 5.2.1), para o pórtico com base rígida (engastada) e para o pórtico com base biapoiada (rotulada).

Figura 70 – Curva Força x Deslocamentos do pórtico de Chen & Lui (1988) para as diferentes considerações de ligação coluna-base



FONTE: O autor (2018)

Observando a Figura 70, a influência da ligação coluna-base no aumento dos deslocamentos horizontais do pórtico, e ainda, a influência significativa na determinação da carga crítica resistente em função da ligação utilizada. Para a ligação A (mais flexível) vemos um comportamento distinto se comparado aos demais modelos, onde ocorre um deslocamento maior quando a ligação coluna-base é rígida do que quando é biapoiada. Isso ocorre, pois, a base rotulada associada a ligações

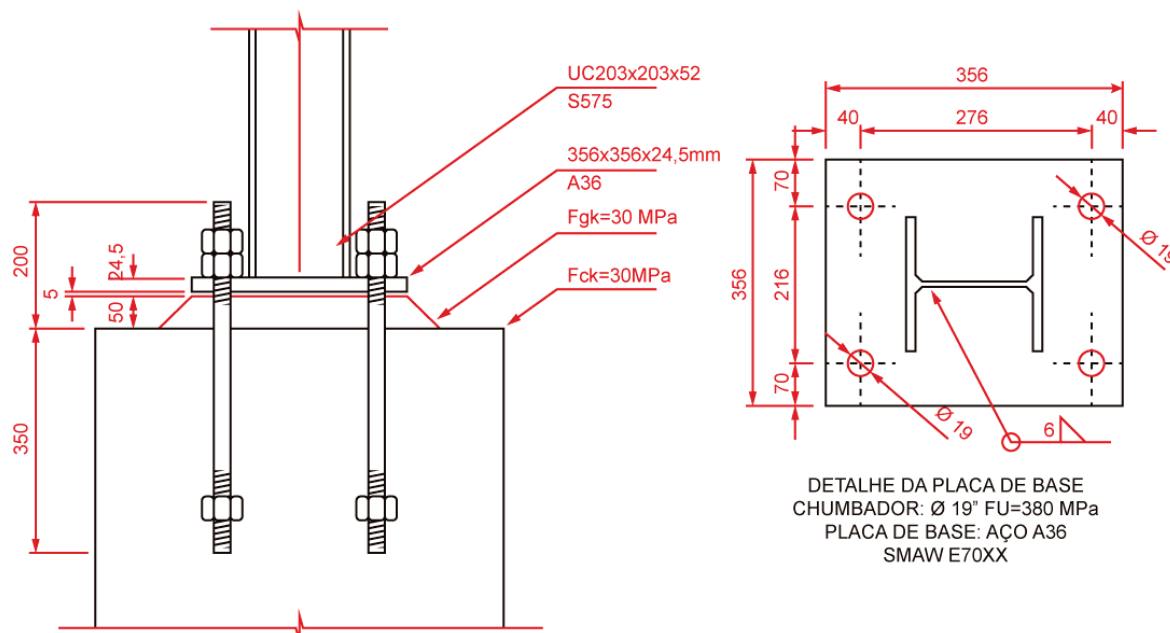
viga-coluna muito flexíveis (A) torna a estrutura como um todo muito deslocável, portanto com baixa carga crítica.

5.4.3 Pórtico de três pavimentos de Chui & Chan (1997)

O terceiro exemplo da seção 5.4 é o pórtico de três pavimentos de Chui & Chan (1997), estudado nas subseções 5.1.2 e 5.3.2, com as características e carregamentos ilustrados na Figura 46.

A ligação de base para esse pórtico é mostrada na Figura 71, adaptada de Oliveira (2015), na qual a chapa de base (356x356x25,6 mm) é ligada à extremidade do pilar por meio de soldas de filete, com eletrodo E70-XX e pernas de 6 mm. A junção da chapa à base de concreto é feita por meio da ancoragem de chumbadores com diâmetro de 19 mm e resistência ao escoamento e ruptura de 240 MPa e 380 MPa, respectivamente, dispostos na face externa da mesa do pilar. O aço possui o módulo de elasticidade $E_s=205000$ MPa, resistência ao escoamento e ruptura de 280 MPa e 550 MPa, respectivamente. O concreto da base possui resistência característica de $f_{ck} = 30$ MPa e a camada de argamassa de preenchimento possui resistência característica de $f_{gk} = 30$ MPa.

Figura 71 – Detalhe da ligação de base adotada para o pórtico Chui & Chan (1997)



FONTE: Adaptado de Oliveira (2015)

A rigidez de base foi obtida utilizando o procedimento proposto por Li *et al.* (2016), descrito na subseção 4.6.2. Os resultados obtidos no procedimento da determinação da rigidez de base estão apresentados na Tabela 31, sendo eles: força

resistente, momento resistente, os coeficientes de rigidez das componentes da ligação e a rigidez inicial.

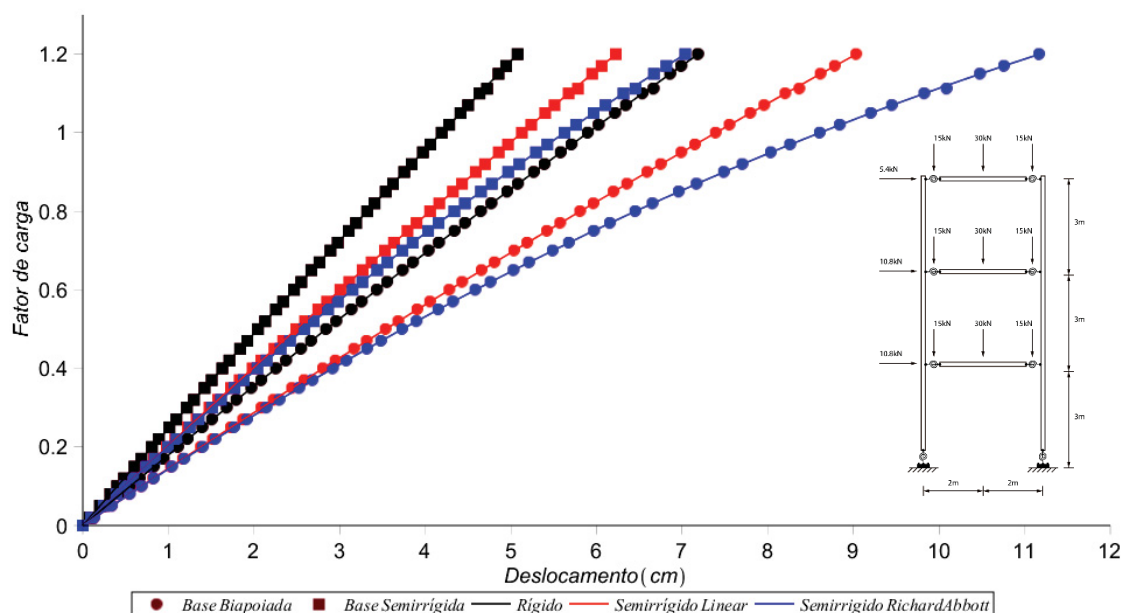
Tabela 31 – Parâmetros obtidos para a determinação da rigidez de base de Li *et al.* (2016)

| Parâmetro | Valor [unidade] |
|------------------------------------|-------------------|
| Força resistente | 411,50 kN |
| Momento resistente | 66,50 kN.m |
| Rigidez na placa de base (k_6) | 0,0040724 |
| Ancoragem dos parafusos (k_5) | 0,0076154 |
| Bloco de concreto (k_{10}) | 0,0005267 |
| Rigidez inicial | 2.284,00 kN.m/rad |

FONTE: O autor (2018)

Na Figura 72 estão plotadas as curvas fator de carga x deslocamentos, mostrando novamente a influência dos modelos de curva momento-rotação que descrevem a ligação, e principalmente, a influência da rigidez de base nos deslocamentos do pórtico. Percebe-se um aumento significativo nos deslocamentos causado pela diminuição da rigidez da ligação de base, variando de semirrígido para rotulada.

Figura 72 – Curva Fator de carga x Deslocamentos para o pórtico com ligações de base biapoiada e semirrígida



FONTE: O autor (2018)

Os resultados dos esforços, deslocamentos e frequências naturais de vibração estão descritos nas subseções 5.1.2 e 5.3.2. Nessa análise, onde ocorre um aumento no deslocamento de 45,12% ao comparar-se o modelo de viga-coluna semirrígida linear com base biapoiada [9,034 cm] em relação a base semirrígida linear [6,225 cm]. Ainda, há um aumento mais significativo do deslocamento do pórtico na

escala de 58,75% quando comparamos os modelos semirrígido não lineares de Richard-Abbott com base biapoiada [11,17 cm] em relação a base semirrígida linear [7,036 cm].

5.4.4 Pórtico de três pavimentos e dois quadros de Degertekin & Hayalioglu (2004)

O último exemplo analisado nesse capítulo é o pórtico de três pavimento e dois quadros de Degertekin & Hayalioglu (2004), apresentado na subseção 5.3.3, onde as características das ligações viga-coluna foram descritas, assim como as geometrias, carregamentos, e modelos de curva momento rotação utilizadas nas análises.

Para determinar a rigidez de base da ligação, a fim de se aproximar dos resultados obtidos por Degertekin & Hayalioglu (2004), diversos modelos e valores de rigidez de base foram testados, uma vez que Degertekin & Hayalioglu (2004) não apresentam o valor adotado como rigidez inicial da ligação coluna-base e nem mesmo apresentam os parâmetros geométricos adotados na ligação. Assim, a rigidez inicial da ligação de base foi adotada igual a $S_{cini} = 10000,00 \text{ kN.m/rad}$.

A Tabela 32 apresenta os valores dos momentos fletores no meio do vão das vigas 10, 12 e 14 para a consideração de base rígida e semirrígida. É possível perceber que a rigidez de base (semirrígida linear) pouco altera os valores de momentos fletores no meio do vão das vigas no pórtico em estudo, contudo ocorre uma maior influência nos momentos nas colunas e no deslocamento horizontal. O modelo de viga-coluna não linear de Kishi & Chen (1987) apresentou aumentos na ordem de 5% nos esforços das vigas ao comparar o modelo com ligação de base rígida com o modelo com ligação de base semirrígida linear.

Tabela 32 – Momentos fletores no meio do vão das vigas [kN.m]

| Modelo de ligação viga-coluna | Base rígida [elemento nº] | | | Base semirrígida [elemento nº] | | |
|---|---------------------------|---------|---------|--------------------------------|---------|---------|
| | 10 | 12 | 14 | 10 | 12 | 14 |
| Ligação rígida | -161,50 | -157,5 | -136 | -162,50 | -157,4 | -136,00 |
| Ligação semirrígida linear | -255,50 | -251,30 | -204,60 | -256,50 | -251,00 | -204,70 |
| Ligação semirrígida não linear Kishi & Chen | -342,10 | -341,90 | -366,70 | -359,40 | -350,40 | -373,70 |

FONTE: O autor (2018)

A Tabela 33 apresenta os valores dos momentos fletores nas ligações de base das colunas 1, 2 e 3. Os modelos semirrígidos das ligações viga-coluna afetam de forma significativa os momentos fletores nas colunas do pórtico do que nas vigas. No elemento 2 (coluna) do pórtico, ocorre uma redução de 83,99% do momento fletor quando comparamos os modelos com ligação viga-coluna semirrígida linear com base rígida e com base semirrígida; e ocorre uma redução de 36,97% no elemento 2 (coluna) ao comparar o modelo semirrígido não linear de Kishi & Chen com base rígida e com base semirrígida linear.

Tabela 33 – Momentos fletores nas bases das colunas [kN.m]

| Modelo de ligação viga-coluna | Base rígida [elemento nº] | | | Base semirrígida [elemento nº] | | |
|---|---------------------------|--------|-------|--------------------------------|-------|-------|
| | 1 | 2 | 3 | 1 | 2 | 3 |
| Ligação rígida | -9,232 | 64,03 | 52,7 | 6,602 | 42,78 | 44,99 |
| Ligação semirrígida linear | -2,633 | 73,02 | 48,04 | 16,77 | 11,69 | 40,59 |
| Ligação semirrígida não linear Kishi & Chen | 36,16 | 178,80 | 66,96 | 69,58 | 112,7 | 61,37 |

FONTE: O autor (2018)

Na Tabela 34 estão descritos os deslocamentos horizontais correspondentes ao nó A do pórtico (Figura 65), onde é possível perceber a influência tanto do modelo curva momento-rotação da ligação, assim como, a influência da ligação de base. A rigidez da ligação de base gera aumentos de até 57% quando se comparam os deslocamentos no modelo não linear de Kishi & Chen (1987).

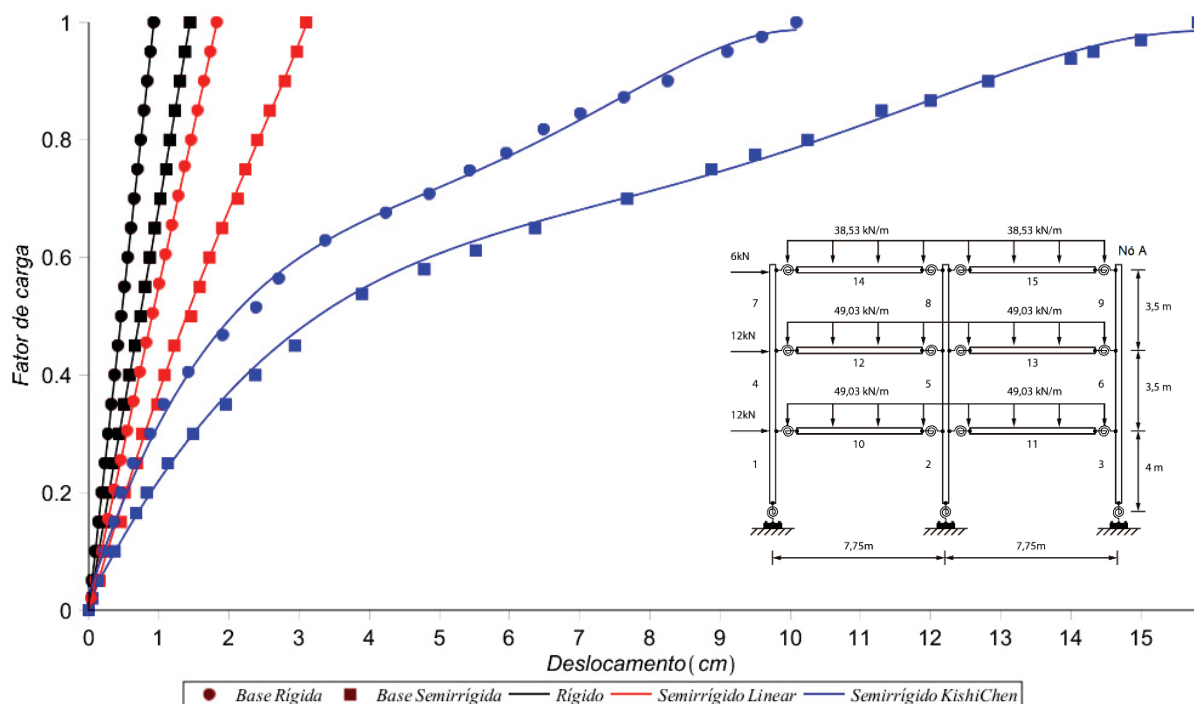
Tabela 34 – Deslocamento horizontal do pórtico de Degertekin & Hayalioglu (2004)

| Modelo da ligação viga-coluna | Desl. Horizontal [Nó A] Base rígida [cm] | Desl. Horizontal [Nó A] Base semirrígida [cm] |
|-------------------------------|---|--|
| Rígida | 0,9276 | 1,444 |
| Semirrígida linear | 1,826 | 3,099 |
| Semirrígida Kishi & Chen | 10,09 | 15,81 |

FONTE: O autor (2018)

A trajetória de deslocamentos em função da carga aplicada é mostrada na Figura 73. Percebe-se a influência da rigidez de base durante a trajetória de deslocamentos, e ao contrário dos exemplos apresentados nas subseções 5.4.1 e 5.4.3, os modelos não apresentam trajetórias próximas ou semelhantes, e sim, divergentes com o acréscimo de carga aplicada na estrutura. E destaca-se o aumento da deslocabilidade com a redução da rigidez da ligação coluna-base.

Figura 73 – Curvas Fator de carga x Deslocamentos para o pórtico de Degertekin & Hayalioglu (2004)



FONTE: O autor (2018)

Finalizando as análises realizadas no pórtico, a Tabela 35 apresenta as três primeiras frequências naturais de vibração do pórtico para a base rígida e semirrígida. Assim como esperado, a semirrígidez da ligação coluna-base reduz as frequências de vibração da estrutura, havendo uma redução de até 19,05% na primeira frequência de vibração do pórtico. Novamente observa-se que as frequências mais baixas são as mais afetadas pelos modelos semirrígidos.

Tabela 35 – Frequências de vibração do pórtico de Degertekin & Hayalioglu (2004)

| Modelo de ligação viga-coluna | Base Rígida [Hz] | | | Base semirrígida [Hz] | | |
|---|------------------|----------|----------|-----------------------|----------|----------|
| | 1º Freq. | 2º Freq. | 3º Freq. | 1º Freq. | 2º Freq. | 3º Freq. |
| Ligação rígida | 4,5109 | 14,4873 | 23,1318 | 3,8146 | 13,2549 | 23,0646 |
| Ligação semirrígida linear | 3,4397 | 12,0324 | 22,1721 | 2,7843 | 10,5356 | 22,0845 |
| Ligação semirrígida não linear Kishi & Chen | 2,6818 | 10,4079 | 21,3195 | 2,1881 | 8,9741 | 21,3059 |

FONTE: O autor (2018)

5.4.5 Considerações parciais

Essa última seção do capítulo teve por objetivo analisar a influência da rigidez da ligação coluna-base no comportamento global da estrutura, principalmente nos

deslocamentos. Assim, quatro exemplos foram analisados, variando as ligações de base entre os modelos tradicionais rígido e rotulado, além da consideração semirrígida linear. Logo, após as análises, é possível traçar algumas considerações parciais, quais sejam:

- a) As considerações de diferentes modelos de curva momento-rotação das ligações viga-coluna apresentam diferentes trajetórias de deslocamentos e não se mantêm proporcionais ao variar a rigidez de base das estruturas. Logo, a rigidez da ligação coluna-base, além de influenciar nos deslocamentos dos pórticos, influencia no comportamento das trajetórias de deslocamentos.
- b) A rigidez de base pouco influencia nos momentos fletores no meio do vão das vigas, contudo, altera de forma significativa as frequências naturais de vibração e principalmente horizontais deslocabilidade das estruturas. Conforme a rigidez da ligação coluna-base diminui, a frequência de vibração diminui, enquanto que os deslocamentos horizontais aumentam, indicando uma estrutura mais instável;
- c) Estruturas com ligações coluna-base semirrígidas tendem a ser mais instáveis (deslocamentos maiores e frequências de vibração menores) se comparadas às considerações tradicionais rígidas. Contudo, é importante frisar que a consideração tradicional geralmente não condiz com o comportamento real da ligação, havendo um subdimensionamento dos esforços de base e deslocamentos, enquanto superavalia as frequências de vibração.

6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES DE CONTINUIDADE

Neste trabalho, foram estudadas as formulações dos diversos modelos de curva momento-rotação que descrevem o comportamento das ligações metálicas, sejam elas viga-coluna ou coluna-base, além disso, apresentou-se a fundamentação para diferentes considerações de análises estruturais. As análises foram desenvolvidas utilizando o software NIDA V9 Trial e o pós-processamento de dados realizado com o auxílio do software MAPLE.

Após as análises realizadas no capítulo 5 para sistemas estruturais rígidos, semirrígidos e rotulados, são apresentadas aqui as conclusões gerais do trabalho.

Visando a continuidade deste trabalho, são fornecidas na subseção 6.2 algumas sugestões de trabalhos futuros.

6.1 CONCLUSÕES

Foram realizadas análises lineares de primeira ordem e análises não lineares em diversos sistemas estruturais com diferentes geometrias e condições de contorno, e os resultados obtidos foram comparados com resultados presentes na literatura ou comparados entre as próprias análises deste trabalho. As principais conclusões advindas da análise dos resultados obtidos são descritas a seguir.

6.1.1 Ligações viga-coluna

As ligações viga-coluna ainda representam o foco da grande maioria das pesquisas acadêmicas desenvolvidas, como apresentado no capítulo 2, assim como no desenvolvimento deste trabalho. As subseções 5.2, 5.3 e 5.4 objetivaram apresentar a influência do tipo de análise empregada para obter o comportamento estrutural, a influência da ligação metálica utilizada e a influência do modelo de curva momento-rotação da ligação, respectivamente. Diante dos resultados encontrados nessas análises, conclusões e comentários se fazem necessário, ou seja:

- 1) A análise linear de primeira ordem minimiza os esforços e deslocamentos reais da estrutura ao desconsiderar as não linearidades físicas e geométricas dos elementos estruturais, mostrando-se assim, insuficiente para uma análise mais completa e real da estrutura, principalmente por conta dos deslocamentos;

- 2) Uma das grandes vantagens da análise inelástica de segunda ordem é descrever os ciclos de carga e o valor de cada incremento de carga, possibilitando uma análise mais detalhada do caminho traçado (trajetória) pelo deslocamento da estrutura em cada instante de incremento de carga. Assim, a partir dos incrementos de carga foi possível a determinação da carga crítica das ligações no exemplo 5.2.1;
- 3) Embora seja comum entre os projetistas a ideia de se associar o conceito de ligações rígidas às ligações com chapa de extremidade (topo), no exemplo 5.3.1 apresentou-se a influência da consideração de diversos modelos de ligações metálicas, onde as ligações C e D representam variações das ligações com chapa de extremidade. Observa-se nesse exemplo que a resposta estrutural pode ser bem diferente do comportamento de uma ligação idealmente rígida. Os deslocamentos nodais podem ser mais acentuados e a carga crítica (resistente) pode ser menor do que a consideração de projeto caso a ligação não apresente rigidez compatível com o modelo de ligação rígida;
- 4) A consideração do tipo de ligação utilizado, assim como o modelo de curva momento-rotação influi na distribuição dos esforços internos da estrutura. A desconsideração do comportamento semirrígido tanto no modelo da ligação, quanto no modelo de curva momento-rotação, e a adoção de um modelo de ligação idealmente rígido podem conduzir a um dimensionamento baseado em hipóteses que subestimam os esforços solicitantes reais a que a estrutura ou parte dela podem estar submetidas;
- 5) O modelo de curva momento-rotação que descreve o comportamento da ligação exerce influência sobre o comportamento global da estrutura, seja nos esforços, deslocamentos e frequências de vibração, contudo, os deslocamentos sofrem uma maior influência. Ainda, o comportamento do pórtico ao considerar modelos que melhor descrevem o comportamento real da estrutura, tendem a torná-la mais deslocável. Isso ocorre pois há um acréscimo muito significativo nos

deslocamentos, podendo assim, ocasionar uma instabilidade e um desconforto para o usuário;

- 6) Na subseção 5.4, três pórticos foram analisados, partindo de um pórtico simples até um pórtico mais complexo (com mais pavimentos, quadros e elementos). É possível perceber pelas análises que os modelos de curva momento-rotação mostraram uma influência maior conforme o pórtico tornou-se mais complexo. Ao analisar os gráficos de fator de carga x deslocamento, a influência do modelo no pórtico de Degertekin & Hayalioglu (2004) é muito maior do que no pórtico de Chan & Chui (2000). Ainda, dependendo da carga (fator de carga) atuando em uma estrutura real, os modelos de curva momento-rotação semirrígidos lineares e não lineares apresentaram comportamentos semelhantes nos deslocamentos horizontais, como observado nos exemplos da subseção 5.4.1 e 5.4.2, o que pode indicar a utilização do modelo simplificado semirrígido linear para a realização das análises estruturais;
- 7) Nos exemplos 5.4.1 e 5.4.2 utilizaram-se diversos modelos de curva momento-rotação não lineares, apresentando uma pequena divergência de resultados (deslocamentos) para o pórtico simples de Chan & Chui (2000) no exemplo 5.4.1, e os mesmos resultados (deslocamentos) para o pórtico de três pavimentos de Chui & Chan (1997) no exemplo 5.4.2. Pode-se concluir, a partir dessas análises, que a utilização do modelo não linear multilinear condiz com bons resultados em comparação os modelos potenciais ao visar o comportamento estrutural mais próximo do real (afirmação teórica, pois não há solução “exata”);
- 8) Por fim, é possível perceber a necessidade de aprofundar os estudos sobre as ligações viga-coluna, principalmente no que diz respeito ao modelo de curva momento-rotação que descreve o comportamento semirrígido da ligação. Conseguir compreender e identificar quais os limites de análises, estruturas e condições de carregamentos que exigem modelos mais refinados de curva momento-rotação, possibilitaria análises mais consistentes e uma disseminação da utilização da semirrígidez nos projetos estruturais.

6.1.2 Ligações coluna-base

As ligações de base (coluna-base) ainda são pouco exploradas nos estudos e pesquisas acadêmicas, como apresentado no capítulo 2, existindo ainda uma grande demanda de estudos teóricos e experimentais, principalmente ao se considerar o comportamento não linear da ligação de base (não abordado neste trabalho).

A subseção 5.4 objetivou analisar a influência da rigidez da ligação coluna-base no comportamento global da estrutura, principalmente nos deslocamentos nodais. Os exemplos 5.4.1, 5.4.2, 5.4.3 e 5.4.4 trouxeram diferentes considerações de rigidez de base, variando entre os modelos idealizados rígidos (engastados) e rotulados e modelos semirrígidos lineares. Diante dos resultados fornecidos por essas análises, conclusões e comentários se fazem necessário, logo, se sobressaem as seguintes considerações:

- 1) As considerações de diferentes modelos de curva momento-rotação das ligações viga-coluna apresentam diferentes trajetórias de deslocamentos e não se mantem proporcionais ao variar a rigidez de base das estruturas. Logo, a rigidez da ligação coluna-base, além de influenciar nos deslocamentos dos pórticos, influencia no comportamento das trajetórias de deslocamentos. Contudo, a rigidez da base pouco influencia na distribuição dos momentos fletores no meio do vão das vigas, porém, altera significativamente as frequências de vibração, os deslocamentos nodais e os momentos fletores nas colunas.
- 2) Estruturas com ligações coluna-base semirrígidas tendem a ser mais deslocáveis se comparadas as considerações tradicionais rígidas. Porém, é importante frizar que a consideração tradicional geralmente não condiz com o comportamento real da ligação, havendo um subdimensionamento dos esforços de base e deslocamentos, e superavalia as frequências de vibração;
- 3) No exemplo 5.4.2 observa-se que a rigidez de base tem papel fundamental na estabilidade estrutural e na determinação da carga crítica que a estrutura irá resistir. Modelos mais rígidos de ligação de base tendem a resistir a cargas mais altas e reduzir os deslocamentos,

contudo, como exposto no ponto 3 da subseção 6.2.1, a consideração idealmente rígida da ligação pode não ser condizente ao seu comportamento real na estrutura, havendo um erro no dimensionamento estrutural.

- 4) Em todos os exemplos foi possível perceber a influência da rigidez da ligação de base, entretanto, percebe-se também a influência do modelo da curva momento-rotação no comportamento estrutural em todos os parâmetros analisados nos exemplos numéricos. Assim, a combinação da rigidez de base mais um modelo de curva momento-rotação da ligação viga-coluna pode ser fundamental para a obtenção do comportamento estrutural mais próximo do real;
- 5) O Método das Componentes para determinação da rigidez da ligação coluna-base segundo Wald *et al.* (1996) e Li *et al.* (2016) se mostra coerente para a determinação da rigidez inicial da ligação. Contudo, o método proposto por Li *et al.* (2016) necessita de menos parâmetros para sua aplicação, além de fornecer o momento resistente e as forças resistentes da ligação, justificando sua utilização no exemplo 5.5.3.

Finalmente, conclui-se que os resultados apresentados neste trabalho evidenciam que o estudo e classificação do comportamento da ligação, em qualquer caso, fazem-se sempre necessários. A consideração do comportamento semirrígido da ligação viga-coluna e coluna-base no comportamento estrutural pode ser necessário, principalmente, nos casos onde o comportamento da ligação não representa os modelos idealizados utilizados nos processos de análise estrutural. Além disso, a consideração da análise inelástica de segunda ordem é fundamental para obter resultados e comportamentos mais próximos da realidade, mesmo que em alguns casos os momentos e deslocamentos sejam minimizados com a análise de segunda ordem.

6.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Considerando os resultados alcançados e a necessidade de ampliar e dar continuidade à pesquisa em desenvolvimento, são indicadas algumas sugestões para pesquisas futuras:

- a) Primeiramente, a ampliação de exemplos analisados, visando obter uma gama maior de resultados que tracem um perfil de comportamento estrutural de acordo com as características das estruturas e dos modelos de ligação adotados;
- b) O estudo do comportamento de outros tipos de ligação viga-coluna e coluna-base, aplicando-as em estruturas metálicas variadas;
- c) A ampliação das análises para estruturas espaciais (3D), visando observar o comportamento global de uma estrutura de forma mais realista e condizente com projetos reais;
- d) Considerar a integração de modelos de interação solo-estrutura ao modelo de ligação coluna-base semirrígidas;
- e) A consideração de modelos não lineares para descrever o comportamento da curva momento-rotação das ligações de base.

REFERÊNCIAS

- ACKROYD, M.H. **"Nonlinear stability of flexibly-connected plane steel frames"**, PhD Diss., Dept. Civil, Env. Architecture Eng., Univ. Colorado Boulder, Colorado. 1979.
- ACKROYD, M.H. & GERSTLE, K.H. "Behavior of type 2 steel frames", **ASCE Journal Structural Engineering**, Vol. 108, No. 7, p. 1541-1556. 1982.
- AISC LRFD, **"Load and resistance factor design specification for structural steel buildings"**, 2ª Ed. Chicago, Illinois. 1993.
- AISC LRFD, **"Specification for structural steel buildings"**, ANSI/AISC 360-05, Chicago, Illinois. 2005.
- ALVARENGA, A. R. de. **"As ligações semirrígidas na análise avançada com zona plástica de portais planos de aço"**. 534 p. Tese (Doutorado). Universidade Federal de Ouro Preto. Escola de Minas. Departamento de Engenharia Civil - Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil. Ouro Preto, Minas Gerais. 2010.
- ANDERSON, D.; COLSON, A. & JASPART, J. P. "Connections and frame design for economy", **Costruzione Metalliche**, v. 4, p. 25-33. 1995.
- ANG, K. M. & MORRIS, G. A. "Analysis of Three-Dimensional Frame with Flexible Beam-Column Connections". **Canadian Journal of Civil Engineering**, Vol. 11, p. 245-254. 1984.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **"NBR 6120: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações"**. Rio de Janeiro, 1980.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **"NBR 6123: Forças devido ao vento em edificações"**. Rio de Janeiro, 1988.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **"NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios"**. Rio de Janeiro, 2008.
- AUSTRALIAN STANDARDS: AS4100-1998**. "Steel Structures", Australian Institute of Steel Construction, Sydney, Australia. 1998.
- AZIZINAMINI, A.; BRADBURN, J.H. & RADZIMINSKI, J.B. **"Static and Cyclic Behavior of Semi-Rigid Steel Beam-Column Connections"**, Technical Report, Dept. of Civil Engineering, Univ. of South Carolina, Columbia, SC. 1985.
- BAHAARI, M.R. & SHERBOURNE, A.N. "Computer Modelling of an Extended End-plate Bolted Connection". **Computers & Structures**, v. 52, n. 5, p. 879-893. 1994.
- BAHAARI, M. R. & SHERBOURNE, A.N. "3D Simulation of Bolted Connections to Unstiffened Columns-II. Extended Endplate Connections". **Journal of Constructional Steel Research**. Vol. 40, no. 3, p. 189-224. 1996.

BAKER, J.E. "A Note on the Effective Length of a Pillar Forming Part of a Continuous Member in a Building Frame", 2nd Report, **Steel Structures Research Committee**, Dept. of Scientific and Industrial Research, HMSO, London, p. 13-34. 1934.

BARBOSA, G. D. "**Influência da flexibilidade das ligações no projeto de estruturas metálicas**". 163 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. 2006.

BATHO, C. "Investigation on Beam and Stanchion Connections", 1st Report, **Steel Structures Research Committee**, Dept. of Scientific and Industrial Research, His Majesty's Stationary Office, London, Vols. 1-2, p. 61-137. 1931.

BATHO, C. & LASH, S.D. "**Further Investigations on Beam and Stanchion Connections Encased in Concrete**", Together with Lab. Investigation on a Full Scale Steel Frame, Final Report, Steel Structures Research Committee, Dept. of Scientific and Industrial Research, HMSO, London, 92 p., 1936.

BATHO, C. & ROWAN, H. C. "Investigation on beam and stanchion connections", 2^a Report, **Steel Structures Res. Committee**, Dept. of Scientific and Industrial Research, HMSO, London, v. 1-2, p. 61-137. 1934.

BAYO, E.; CABRERO, J.M. & GIL, B. "An effective component-based method to model semi-rigid connections for the global analysis of steel and composite structures". **Engineering Structures**, v. 28, p. 97–108, 2006.

BEAULIEU, D. & GIROUX, Y.M. "**Etude experimentale d'un joint rigide entre un poteau tubulaire et des poutres en double-té**". Rapport GCT-74-06-02. Département de Génie Civil, Université Laval, Québec, Canada. 1974.

BELL, W.G., CHESSON, E.J. & MUNSE, W.H. "**Static Tests of Standard Riveted and Bolted Beam-to- Column Connections**", Univ. of Illinois, Engineering Experiment Station, Urban, IL, 1958.

BESSA, W. O. "**Análise Experimental e Numérica de Ligações Viga Mista-Pilar com Cantoneiras de Alma e Assento – Pavimento Tipo e Ligações Isoladas**". 234 p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. 2009.

BJORHOVDE, R. "Effect of end-restraint on column strength – Practical applications", **AISC Engineering Journal**, Vol. 1/4, p. 1-13. 1984.

BJORHOVDE, R., COLSON, A. & BROZZETTI, J. (1990), "Classification system for beam-to-column connections", **ASCE Journal of Struct. Engineer.**, Vol. 116, No. 11, pp. 3059-3076. 1990.

BRANDES, J.L. & Mains, R.M. "**Report of tests of top plate and seat building connections**". Br. Weld. J. 23(3). 1944.

BRITISH STANDARD INSTITUTION: BS5950: **"Part I: Structural Use of Steelwork in Building"**, BSI, London, England. 2000.

BRUN, E & PICARD, A. **"Etude d'un assemblage imparfaitement rigide et des effets de son utilisation dans un multi-étage"**. Rapport GCT-76-03, Département de Génie Civil, Université Laval, Québec, Canada. 1976.

BUČMYS, Z. & DALIŠANSKIS, R. **"Pusiau standžių plieninių rėmų pėdų modeliavimas, standžio IR stiprio nustatymas"** – Modelagem de ligações de base semirrígidas, rigidez e resistência -, MOKSLAS – LIETUVOS ATEITIS, Vol. 4, p. 300-305, 2012.

CASTELLAZZI, G., "Analysis of second-order shear-deformable beams with semi-rigid connections", **Journal of Constructional Steel Research**, vol. 79, p. 183-195, 2012.

CASTRO, R. A. **"Modelagem Computacional de Ligações Semi-Rígidas e sua Influência na Resposta Dinâmica Não-Linear de Pórticos de Aço"**. 117 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 2006.

CENTRO BRASILEIRO DA CONSTRUÇÃO EM AÇO. **"Ligações em estruturas metálicas"**. 4 ed. rev. e atual. Rio de Janeiro, série Manual de Construção em Aço, v. 1. 2011.

CHAN, S.L. "Vibration and modal analysis of steel frames with semi-rigid connections". **Engineering Structures**, Vol. 16(1), p. 25-31. 1994.

CHAN, S.L. & CHO, S.H. "Second-order analysis and design of angle trusses Part I: Elastic analysis and design." **Engineering Structures**, Vol. 30, p. 616–625, 2008.

CHAN, S.L. & CHUI, P.P.T. **"Nonlinear static and cyclic analysis of steel frames with semi-rigid connections"**, Elsevier, Oxford/RU. 2000.

CHAN, S.L. & ZHOU, Z.H. "On the development of a robust element for second-order 'non-linear integrated design and analysis (NIDA)'" **Journal of Constructional Steel Research**, Vol. 47, p. 169–190, 1998.

CHAN, S.L. & ZHOU, Z.H. "Non-linear integrated design and analysis of skeletal structures by 1 element per member." **Engineering Structures**, Vol. 22, p. 246–257, 2000.

CHEN, W.F., **"Steel beam-to-column connections, Elsevier Applied Science"**, R. Narayan Ed., Londres/RU. 1988.

CHEN, W.F. **"Practical Analysis for Semi-Rigid Frame Design"**, World Scientific Publishing Co. Pte. Ltd., Singapore. 2000.

CHEN, W. F; GOTO, Y. & LIEW, J. Y. R., "**Stability design of semi-rigid frames**", JOHN WILEY & SONS, INC, United States, 1996.

CHEN, W.F. & LUI, E.M. "Columns with end restraint and bending in load and resistance design factor", **AISC Engineering Journal**, Vol. 3/4, p. 105-132. 1985.

CHEN, W. F. & LUI, E. M. "**Stability design of steel frames**", CRC Press, Boca Raton, Flórida. 1991.

CHEN, W. F. & SOHAL, I. "**Plastic design and second-order analysis of steel frames**". 1 ed., New York. Springer-Verlag. 1995.

CHEN, W.F. & TOMA, S., "**Advanced analysis of steel frames- Theory software and applications**", CRC Press, Boca Raton/Flórida. 1994.

CHO, S. H. & CHAN, S. L., "Second-order analysis and design of angle trusses, Part II: Plastic analysis and design". **Engineering Structures**, vol. 30, p. 626-631. 2008.

CHRISTOPHER, J.E. & BJORHOVDE, R. "Semi-rigid frame design methods for practicing engineers", **AISC Engineering Journal**, Vol. 1/4, p. 12-28. 1999.

CHUI, P. P. T. & CHAN, S. L. "Vibration and Deflection Characteristics of Semi-Rigid Jointed Frames". **Engineering Structures**, Vol. 19, p. 1001-1010. 1997.

CISC. "**A project analysis approach to building costs**", Canadian Institute of Steel Construction, Willowdale, Ontário, Canadá. (CISC, 1997, Handbook of steel construction, Ed. 7). 1983.

CLARKE, M.J., BRIDGE, R.Q., HANCOCK, G.J. & TRAHAI, N.S., "**Advanced analysis on steel building frames**", J. C. S. Research, Vol. 23, pp 1-29. 1992.

CODA, H. B. & PACCOLA, R. R. "A total-Lagrangian Position-based FEM Applied to Physical and Geometrical Nonlinear Dynamics of Plane Frames Including Semi-rigid Connections and Progressive Collapse." **Finite Elements in Analysis and Design**, v. 91, p. 1-15. 2014.

CoPHK - **Code of Practice for Structural Use of Steel**. Buildings Department. Hong Kong SAR Government. 2011.

COLSON, A. & LOUVEAU, J.M. "Connections incidence on the inelastic behavior of steel structural", **Euromech Colloquium**, No. 174. 1983.

COX, M.G. "The numerical evaluation of B-splines". **Journal of Mathematical Analysis and Applications**, Elsevier, vol. 10, 134-139. 1972.

DEGERTEKIN, S.O. & HAYALIOGLU, M.S. "Design of non-linear semi-rigid steel frames with semi-rigid column bases". **Electronic Journal of Structural Engineering**, Vol. 4, 2004.

DEL SAVIO, A.A.; ANDRADE, S.A. de; MARTHA, L.F.C.R. & VELLASCO, P.C.G.S., “Um sistema não-linear para análise de pórticos planos semi-rígidos”, **Revista Sul-Americana de Engenharia Estrutural**, Passo Fundo, v.2, n.1, p.97-125. 2005.

DEL SAVIO, A.A., “**Modelagem computacional de estruturas de aço com ligações semi-rígidas**”, 152 p., Dissertação (mestrado), Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro - PUC-Rio, Rio de Janeiro, 2004.

DEL SAVIO, A.A.; NETHERCOT, D.A.; VELLASCO, P.C.G.S.; ANDRADE, S.A. de & MARTHA, L.F.C.R., “Generalised component-based model for beam-to-column connections including axial versus moment interaction”, **Journal of Constructional Steel Research**, vol. 65, p. 1876-1895, 2009.

DEL SAVIO, A.A.; VELLASCO, P.C.G.S.; MARTHA, L.F.C.R. & ANDRADE, S.A. de, “Structural evaluation of semi-rigid steel portal frames”. **EUROSTEEL 2005 – 4th European Conference on Steel and Composite Structures**, Maastricht, The Netherlands, Vol. A, p.4.49-4.56, 2005.

DOUTY, R.T. “**Strength Characteristics of High Strength Bolted Connections with Particular Application to the Plastic Design of Steel Structures**”, Ph.D. Thesis, Cornell Univ., Ithaca, NY. 1964.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. EUROCODE 3. EN 1993-1-1, “Design of steel structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings”. Bruxelas, 2005.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. EUROCODE 3. EN 1993-1-8, “Design of steel structures – Part 1-8: Design of joints”. Bruxelas, 2005.

FAELLA, C., PILUSO, V. & RIZZANO, G., “**Structural steel semi-rigid connections – Theory, design and software**”, CRC Press, Boca Raton/Flórida. 2000.

FANG, C.; IZZUDDIN, B.A.; ELGHAZOU, A.Y. & NETHERCOT D. A. “Modeling of semi-rigid beam-to-column steel joints under extreme loading”. **Frontiers of Structural and Civil Engineering**. Vol. 7(3), p. 245–263, 2013.

FOLEY, C. M. & VINNAKOTA, S. “Inelastic Analysis of Partially Restrained Unbraced Steel Frames”. **Engineering Structures**. v. 19, n. 11. p. 891-902. 1997.

FOLEY, C. M. & VINNAKOTA, S. “Inelastic Behavior of Multistory partially Restrained Steel Frames”. **Journal of Structural Engineering**. p. 854-861. 1999.

FYRE, M.J. & MORRIS, G.A. “Analysis of flexibly connected steel frames”. **Canadian Journal of Civil Engineers**, Vol. 2, p. 280-291. 1975.

GERSTLE, K.H. “Effect of connections on frames”, **Journal Construction Steel Research**, Vol. 10, p. 241-267. 1988.

GOLDBERG, J.E. & Richard, R.M. “Analysis of nonlinear structures”, **ASCE J. Structure Engineering**, Vol. 89, No. 4, p. 333-351. 1963.

GOVERDHAN, A.V. **"A collection of Experimental Moment-Rotation Curves and Evaluation of Prediction Equations for Semi-Rigid Connections"**. M.Sc. Thesis, Vanderbilt University, Nashville. 1983.

GULBRANDSEN, M. & PETERSEN, R. **"Advanced analysis of steel structures"**. Aalborg, Master Thesis, Faculty of Engineering and Science, Allborg University. 2013.

HASAN, R., KISHI, N. & CHEN, W.F. "A new nonlinear connection classification system", **Journal of Constr. Steel Research**, Vol. 47, pp. 119-140. 1998.

HAYALIOGLU, M.S. & DEGERTEKIN, S.O. "Minimum cost design of steel frames with semi-rigid connections and column bases via genetic optimization", **Computer & Structures**, Vol. 83, p. 1849-1863. 2005.

HECHTMAN, R.A. and JOHNSTON, B.G. **"Riveted Semi-Rigid Beam-to-Column Building Connections"**, Committee of Steel Structures Research, AISC, Progress Report No. 1, November. 1947.

HENSMAN, J.S. & NETHERCOT, D.A. "Numerical study of unbraced composite frames: generation of data to validate use of the wind moment method of design". **Journal of Constructional Steel Research**, Vol. 57, p. 791–809. 2001.

HIGAKI, B. E. **"Contribuição à análise estrutural de edifícios de aço com ênfase nas ligações semi-rígidas"**. 278 p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. 2014.

HON, K.K. & MELCHERS, R.E. "Moment-rotation curves for 'pinned' column-bases", **The Structural Engineer**, Vol. 65, No. 9, p. 54-59. 1987.

HUBNER, K. & THORNTON, E. **"The finite elements method for engineers"**. 2 ed. New York. John Wiley & Sons. 1982.

HUNG, H.H.; SUNG, Y.C.; LIN, K.C.; JIANG, C.R. & CHANG, K.C. "Experimental study and numerical simulation of precast segmental bridge columns with semi-rigid connections". **Engineering Structures**, Vol. 136, p. 12-25, 2017.

JASPART, J.P. & VANDEGANS, D. "Application of the component method to column bases", **Journal of Constr. Steel Research**, Vol. 48, p. 89-106. 1998.

JASPART, J.P. & VANDEGANS, D. **"Application of the Component Method to Columns Bases"**. 6 p. 1996.

JOHNSON, L.G.; CANNON, J.C. & SPOONER, L.A. **"High tensile preloaded bolted joints"**. Br. Weld. J. 7(9). 1960.

JOHNSON, N.D. & WALPOLE, W.R. **"Bolted End-Plate Beam-to-Column Connections Under Earthquake Type Loading"**, Research Report 81-7, Dept. of Civil Engineering, Univ. of Canterbury, Christchurch, New Zealand. 1981.

JONES, S.W.; KIRBY, P.A. & NETHERCOT, D.A. "Effect of semi-rigid connections on steel column strength". **Journal of Constructional Steel Research**. Vol.1, No. 1, pp. 38-46. 1980.

JONES, S.W.; KIRBY, P.A. & NETHERCOT, D.A. "The Analysis of Frames with Semi-Rigid Connections – A State-of-theArt Report," **Journal of Constructional Steel Research**, Vol. 3, No. 2, pp. 2-13. 1983.

KING, W.S., "The limit loads of steel semi-rigid frames analyzed with different methods", **Computers & Structures**, Vol. 51, No. 5, p. 475-487. 1994.

KISHI, N. "Semi-rigid connections", In: CHEN, W.F.; TOMA, S., "**Advanced analysis of steel frames – Theory software and applications**", Boca Raton, CRC Press, Cap.3, p. 91-137, 1994.

KISHI, N. & CHEN, W.F. "**Steel Connection Data Bank Program**", CE-STR-86-18, West Lafayette, IN: School of Civil Engineering, Purdue University. 1986a.

KISHI, N. & CHEN, W.F. "**Data Base of Steel Beam-to-Column Connections**", Structural Engineering Report No. CE-STR-86-26. Vol. 2, West Lafayette, IN: School of Civil Engineering, Purdue University. 1986b.

KISHI, N. & CHEN, W.F. "Moment-rotation relations of semi-rigid connections with angles", **ASCE J. Structure Engineering**, Vol. 116, No. 7, p. 1813-1834. 1987.

KRISHNAMURTHY, N., HUANG, H.T., JEFFREY, P.K. & AVERY, L.K. "Analytical M-tetha curves for endplate connections", **ASCE J. Structure Engineering**, Vol. 105, No. 1, p. 133 -145. 1979.

KUKRETI, A.R., GHASSEMIEH, M. & MURRAY, T.M. "Behavior and design of large capacity moment end plates", **ASCE J. Structure Engineering**, Vol. 116, No. 3, pp. 809-828. 1990.

KUKRETI, A.R., MURRAY, T.M. & ABOLMAALI, A. "End-plate connection moment-rotation relationship", **Journal of Constr. Steel Research**, Vol. 8, p. 137-157. 1987.

LANDESMANN, A. & BATISTA, E.M. "Advanced Analysis of Steel Framed Buildings Using the Brazilian Standard and Eurocode-3". **Journal Constructional Steel Research**, v. 61, p. 1051-1074. 2005.

LAU, H.H., GODLEY, M.H.R. & BEALE, R.G. "The influence of base connectivity on the ultimate load of columns", **Computer & Structures**, Vol. 81, p. 1827-1849. 2003.

LEWITT, C.W.; CHESSON, E.J. & MUNSE, W.H. "**Restraint Characteristics of Flexible Riveted and Bolted Beam-to-Column Connections**", Structural Research Series No. 296, Dept. of Civil Engineering, Univ. of Illinois, Urbana, IL. 1966.

LIEW, J.Y.R. & YU, C.H. "Influence of semi-rigid joint actions on the design and behavior of building frames", **Proc. PSSC 4 Pacific Steel Structures Conf.**, Vol. 1, p. 71-80. 1995.

LIGHTFOOT, F. & LEMESURIER, A.P. "Elastic analysis of frameworks with elastic connections", **ASCE J. Structure Engineering**, Vol. 100, No. 6, p. 1297-1309. 1974.

LIONBERGER, S.R. "**Statics and dynamics of building frames with non-rigid connections**", PhD Diss., Stanford Univ., Califórnia. 1967.

LIPSON, S.L. "**Single-Angle and Single Plate Beam Framing Connections**", First Canadian Structural Engineering Conference. 1968.

LOTHERS, J.E. "Elastic restraint equation for semi-rigid connections", **Transactions of J. Structural Engineering. ASCE**, Vol. 116, p. 480-502. 1951.

LUI, E.M. & CHEN, W.F. "Analysis and behavior of flexibly-jointed frames", **Engineering Structures**, Vol. 8, p. 107-118. 1986.

LUI, E.M. & CHEN, W.F. "Behavior of braced and unbraced semi-rigid frames", **Int. Jor. Solid and Structures**, Vol. 24, No. 9, pp. 893-913. 1988.

LUI, E.M. & CHEN, W.E. "Strength of H-Columns with Small End Restraints". **J. Inst. Struct. Eng. (London)**. Vol. 61B (1), p. 17-26. 1983.

MA, H.; FAN, F.; WEN, P.; ZHANG, H. & SHEN, S. "Experimental and numerical studies on a single-layer cylindrical reticulated shell with semi-rigid joints." **Thin-Walled Structures**, Vol. 86, p. 1–9, 2015.

MAGGI, Y. I. "**Análise numérica, via M.E.F., do comportamento de ligações parafusadas viga-coluna com chapa de topo**". 235 p. Dissertação (Mestrado em Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. 2000.

MAGGI, Y. I. "**Análise do comportamento estrutural de ligações parafusadas viga-pilar com chapa de topo estendida**". 269 p. Tese (Doutorado em Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. 2004.

MAPLE, versão 2015.2, Maplesoft. <https://www.maplesoft.com/products/maple/>

MELCHERS, R.E. & KAUL, D. "**Behavior of frames with flexible joints**", Proc. 8th Australian Conference on Mechanics of Structural Materials, Newcastle/Austrália. 1982.

MELENCIUC, S.C.; BUDESCO, M.; MUNTEANU, V. & ROSCA, V.E. "**Behaviour of steel column base connections under cycling loading conditions**" Universitatea Tehnică Gheorghe Asachi din Iași Tomul LXI (LXV), Vol. 2, 2015.

MELLO, W. L. "**Análise de Pórticos Metálicos Planos com Conexões Semirrígidas Considerando a Não Linearidade Física e Geométrica**". Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia Civil da UNICAMP, 177 p. 1999.

MILES MB, & HUBERMAN M. **“Qualitative Data Analysis: A Sourcebook of New Methods”**. 2. Beverly Hills, CA: Sage Publications; 1994.

MONCARZ, P.D. & GERSTLE, K.H. “Steel frames with nonlinear connections”, **ASCE Journal Structural Engineering**, Vol. 107, No. 8, p. 1427-1440. 1981.

MONFORTON, G.R. & WU, T.S. “Matrix analysis of semi-rigidly connected steel frames”, **ASCE J. Structure Engineering**, Vol. 89, No. 6, p. 13 -42. 1963.

MONTEIRO, R. C. **“Análise de Estruturas de Aço com Ligações Semirrígidas”**. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia da UFMG, 193 p. 1997.

MOREIRA Jr., I. **“Análise da influência de ligações semi-rígidas em estruturas metálicas”**. 107 p. Trabalho de Diplomação (Graduação em Engenharia Civil) – Centro Universitário Positivo. 2007.

MUNSE, W.H., BELL, W.G. & CHESSON, E.J. **“Behaviour of Beam-to-Column Connections”**, Dept. of Civil Engineering, Univ. of Illinois, Urbana, IL. 1959.

NETHERCOT, D.A. **“Utilization of Experimentally Obtained Connection Data in Assessing the Performance of Steel Frames”**. In Connection Flexibility and Steel Frames, edited by W.F. Chen, New York: Structural Division, ASCE. 1985a.

NETHERCOT, D.A. **“Steel Beam-to-Column Connections – A Review of Test Data”**, London: CIRIA. 1985b.

NGUYEN, P. & KIM, S. “An advanced analysis method for three-dimensional steel frames with semi-rigid connections”. **Finite Elements in Analysis and Design**, v. 80, p. 23–32, 2014.

NGUYEN, P.C. & KIM, S.E. “Nonlinear elastic dynamic analysis of space steel frames with semi-rigid connections.” **Journal of Constructional Steel Research**, Vol. 84, p. 72–81, 2013.

NGUYEN, P.-C. & KIM, S.-E. “An advanced analysis method for three-dimensional steel frames with semi-rigid connections”. **Finite Elements in Analysis and Design**, vol. 80, p. 23-32. 2014.

NIDA. **Non-linear integrated design and analysis user’s manual**. NAF-NIDA series, version 9. Hong Kong: Department of Civil and Structural Engineering, The Hong Kong Polytechnic University. <http://www.nidacse.com>, 2013.

OLIVEIRA, L.A.R de. **“Análise de pórticos de aço com ligações viga-pilar e de base de pilar semirrígidas a partir do método dos componentes”**. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, 224 p., 2015.

OLIVEIRA, T.J.L. **“Análise de Estruturas de Aço com Ligações Semirrígidas”**. Dissertação de Mestrado. COPPE/UFRJ, 106 p. 2003.

OSTRANDER, J.R. **“An Experimental Investigation of End-Plate Connections”**, Master's Thesis, Univ. of Saskatchewan, Saskatoon, SK, Canada. 1970.

OZEL, H.F.; SARITAS, A. & TAYSEER, T. “Consistent matrices for steel framed structures with semi-rigid connections accounting for shear deformation and rotary inertia effects”. **Engineering Structures**, Vol. 137, p. 194-203. 2017.

PFEIL, W. & PFEIL, M. **“Estruturas de Aço: Dimensionamento Prático de Acordo com a NBR 8800:2008”**. 8. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2009.

PINHEIRO, L., **“Análises Não-lineares de Sistemas Estruturais Metálicos Rotulados e Semi-rígidos”**. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Deciv/EM/UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil, 2003.

PINHEIRO, L. & SILVEIRA, R.A.M. “Computational procedures for nonlinear analysis of frames with semi-rigid connections”. **Latin American Journal of Solids and Structures - LAJSS**, vol. 2, p. 339-367, 2005.

PIPPARD, A.J.S. & BAKER J.F. **“The analysis of engineering structures”**, 3rd. Ed., Londres/RU. 1936.

POGGI, C. & ZANDONINI, R. **“A finite element for the analysis of semi-rigid frames”**, em Bjorhovde, R., Brozzetti, J. & Colson, A., Connections in steel structures I, Cachan/França, p. 238-247. 1987.

PRADO, I. M. **“CS-ASA Preprocessador: Sistema Gráfico Interativo de Pré-processamento para Análise Avançada de Estruturas”**. Ouro Preto, Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Ouro Preto – MG. 2012.

QUEIROZ, G. **“Estudo do comportamento e sistematização do projeto de ligações rígidas entre perfis I com almas coplanares”**, Belo Horizonte. 159 p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais. 1992.

QUEIROZ, G. **“Análise Experimental de Ligações Soldadas”**. Belo Horizonte, 258 p. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia, Universidade de Minas Gerais. 1995.

RAMBERG, W. & OSGOOD, W.R. **“Description of Stress-Strain Curves by Three Parameters”**, Technical Note 902, Washington, DC: National Advisory Committee for Aeronautics. 1943.

RAMIRES, F. B. **“Contribuição das componentes mistas em ligações semi-rígidas”**. 300 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação do Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 2010.

RATHBUN, J.C. “Elastic properties of riveted connections”. **ASCE Transactions**. Vol. 100, Paper No 1933, p. 524-563. 1936.

RAZZAQ, Z. "End restraint effect on steel column strength", **ASCE J. Structure Engineering**, Vol. 109, No. 2, p. 314-334. 1983.

REIS, M. C. J. "**Análise não linear geométrica de pórticos planos considerando ligações semirrígidas elastoplásticas**". 118 p. Tese (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. 2012.

RIBEIRO, L. F. L. "**Estudo do comportamento estrutural de ligações parafusadas viga-coluna com chapa de topo: análise teórico-experimental**". 523 p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. 1998.

RICHARD, R.M. "**A Study of Structural Systems Having Conservative Nonlinearity**", Ph.D. Thesis, Purdue Univ., West Lafayette, IN. 1961.

RICHARD, R.M. & ABBOTT, B.J. "Versatile Elastic-Plastic Stress and Strain Formula", **ASCE J. Eng. Mechanical Div.**, Vol. 101, No. 4, pp. 511-515. 1975.

RICHARD, R.M.; KREIGH, J.D. & HORMBY, D.E. "Design of single plate framing connections with A307 bolts". **Engineering Journal AISC**, vol. 19(4), p. 209-213. 1982.

SALMON, C.G., SCHENKER, L. & JOHNSTON, B.G. "Moment-rotation characteristics of column anchorages", Transactions ASCE J. Struct. Engng. **ASCE J. Structure Engineering**, Vol. 122, No. 2852, p. 132-154. 1955.

SEKULOVIC, M. & SALATIC, R. "Nonlinear analysis of frames with flexible connections", **Computers & Structures**, v. 79(11), p. 1097-1107. 2001.

SEKULOVIC, M.; SALATIC, R. & NEFOVCKA, M. "Dynamic Analysis of Steel Flexible Connections", **Computers & Structures**, Vol. 80(11), p. 935-955. 2002.

SHERBOURNE, A.N. "Bolted beam-to-column connections". **Structure Engineering**, vol. 27. 1948.

SHI, Y.J., CHAN, S.L. & WONG, Y.L. "Modeling for moment-rotation characteristics for end-plate connections", **ASCE Journal Structural Engineering**, Vol. 122, No. 11, p. 1300 -1306. 1996.

SILVA, A.R.D., "**Sistema Computacional para Análise Avançada Estática e Dinâmica de Estruturas Metálicas**". Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Deciv/EM/UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil, 2009.

SILVA, J. G. S.; LIMA, L.R.O.; VELLASCO, da P.C.G.; ANDRADE, de S.A.L.; Castro, de R.A. "Nonlinear Dynamic Analysis of Steel Portal Frames with Semi-rigid Connections". **Engineering Structures**, v. 30, p. 2566-2579. 2008.

SILVA, R.G.L da. "**Análise inelástica avançada de porticos planos de aço considerando as influências do cisalhamento e de ligações semirrígidas**", Tese

de Doutorado, Curso de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, UFMG, Belo Horizonte, MG. 324 p., 2010.

SOMMER, W.H. "**Behaviour of Welded Header Plate Connections**", Master's Thesis, Univ. of Toronto, ON, Canada. 1969.

SUGIMOTO, H. & CHEN, W.F. "Small end restraint effects on strength of H-columns", **ASCE J. Structure Engineering**, Vol. 108, No. 3, p. 661-681. 1982.

TARGOWSKI, R.; LAMBLIN, D. & GUERLEMENT, G. "Baseplate Column Connection under Bending: Experimental and Numerical Study." **J. Construct. Steel Research**, Vol. 27, p. 37-54. 1993.

TARPY, T.S. & CARDINAL, J.W. "**Behaviour of Semi-Rigid Beam to Column End Plate Connections**", Proc. of Conference on Joints in Structural Steelwork, Pentach Press, England. 1981.

THAMBIRATNAM, D.P. & PARAMASIVAM, P. "Base plates under axial loads and moments", **ASCE Journal Structural Engineering**, Vol. 112, No. 5, p. 1166-1181. 1986.

TORKAMANI, M. A. M.; SONMEZ, M. & CAO, J. "Second-Order elastic plane-frame analysis using finite-element method". **Journal Structural Engineering**, v. 12(9), p. 1225-1235. 1997.

TÜRKER, T.; KARTAL, M. E.; BAYRAKTAR, A. & MUVAFIK, M. "Assessment of semi-rigid connections in steel structures by modal testing". **Journal of Constructional Steel Research**, vol. 65, p. 1538-1547. 2009.

VILELA, P.M.L. "**Modelagem de Ligações Parafusadas pelo Método dos Elementos Finitos**". Dissertação Mestrado. Universidade Federal de Minas Gerais – Escola de Engenharia, Programa de Pós-graduação em Engenharia de Estruturas. 123 p., 2016.

VINNAKOTA, S. "Planar strength of restrained beam columns", **ASCE J. Structure Engineering**, Vol. 108, No. 11, p. 2496 -2516. 1982.

VOGEL, U., "Calibrating frames", *Stahlbau*, vol. 54, p. 295-311, 1985.

WALD. F. "Resistance and stiffness model of column bases by component method". **Warsztat III**, 19 p. 2000.

WALD, F.; BOUGUIN, V.; SOKOL, Z. & MUZEAU, J.P. "**Effective length of T-Stub of RHS column base plates**". University of Blaise Pascal, Clermont Ferrand, 11 p., 2000.

WALD, F., SOKOL, Z. & STEENHUIS, M. "**Proposal of the stiffness design model of the column bases**". 1996.

WALD, F.; SOKOL, Z.; STEENHUIS, M. & JASPART, J.P. "Component method for steel column bases", **HERON**, Vol. 53, No. ½, 2008.

WEYNAND, K. "Sericon Databank on joints in building frames", **Proceedings of the 1st COST C1 Workshop Strasbourg**, p. 28-30. 1992.

WEYNAND, K.; JASPART, J.-P. & STEENHUIS, M. "Economy Studies of Steel Building Frames with Semi-Rigid Joints", **Journal of Constructional Steel Research**, Vol. 46, No.1-3. 1998.

WILSON, W.M. & MOORE, H.F, "**Tests to Determine the Rigidity of Riveted Joints in Steel Structures**", Bulletin No. 104, Engineering Experiment Station, Univ. of Illinois, Urbana, IL. 1917.

WOLF, J.T. & SARISLEY, E.F. "Column base plates with axial loads and moment", **ASCE J. Structure Engineering**. Vol. 106, pp. 2167-2184, 1980.

WORLD STEEL ASSOCIATION (WSA). "**Steel Statistical Yearbook 2015**", Brussels, Belgium, 2015.

WU, F.H. & CHEN, W.F., "A design model for semi-rigid connections", **Engineering Structures**, Vol. 12, No. 4, pp. 88-97. 1990.

YANG, Y. B. & KUO, S. R. "**Theory & analysis of nonlinear framed structures**", Prentice Hall. 1994.

YEE, Y.L. & MELCHERS, R.E., "Moment rotation curves for bolted connections", **ASCE J. Struct. Engineer.**, Vol. 112, No. 3, pp. 615-634. 1986.

YOUNG, C.R. "**Bulletin 4 Engineering Experiment Station**", University of Illinois/Urbana II. 1917.

YOUNG, C.R. & DUNBAR, W.B. "**Permissible stress on rivets in tension**", Bulletin 8 Section 16, School of Engineering, Univ. of Toronto/Canadá. 1928.

YOUNG, C.R. & JACKSON, K.B. "The relative rigidity of welded and riveted connections", **Canadian Journal of Research**, Vol. II, No. 1, p. 62-100, Vol. II, No. 2 pp. 101-134. 1934.

YU, Y. & ZHU, X. "Nonlinear Dynamic Collapse Analysis of Semi-rigid Steel Frames Based on the Finite Particle Method." **Engineering Structures**, v. 118, p. 383-393. 2016.

ZIENKIEWICZ, O. C.; TAYLOR, R. L. & ZHU, J. Z. "**The Finite Element Method: Its Basis and Fundamentals**". Sixth Edition. 2005.

ANEXO A – MÉTODO DAS COMPONENTES

A.1 INTRODUÇÃO

Nesta seção será apresentado o procedimento de determinação da rigidez inicial, do momento resistente e da força resistente da ligação a partir do método das componentes do Eurocode 3 (2005) (EC3).

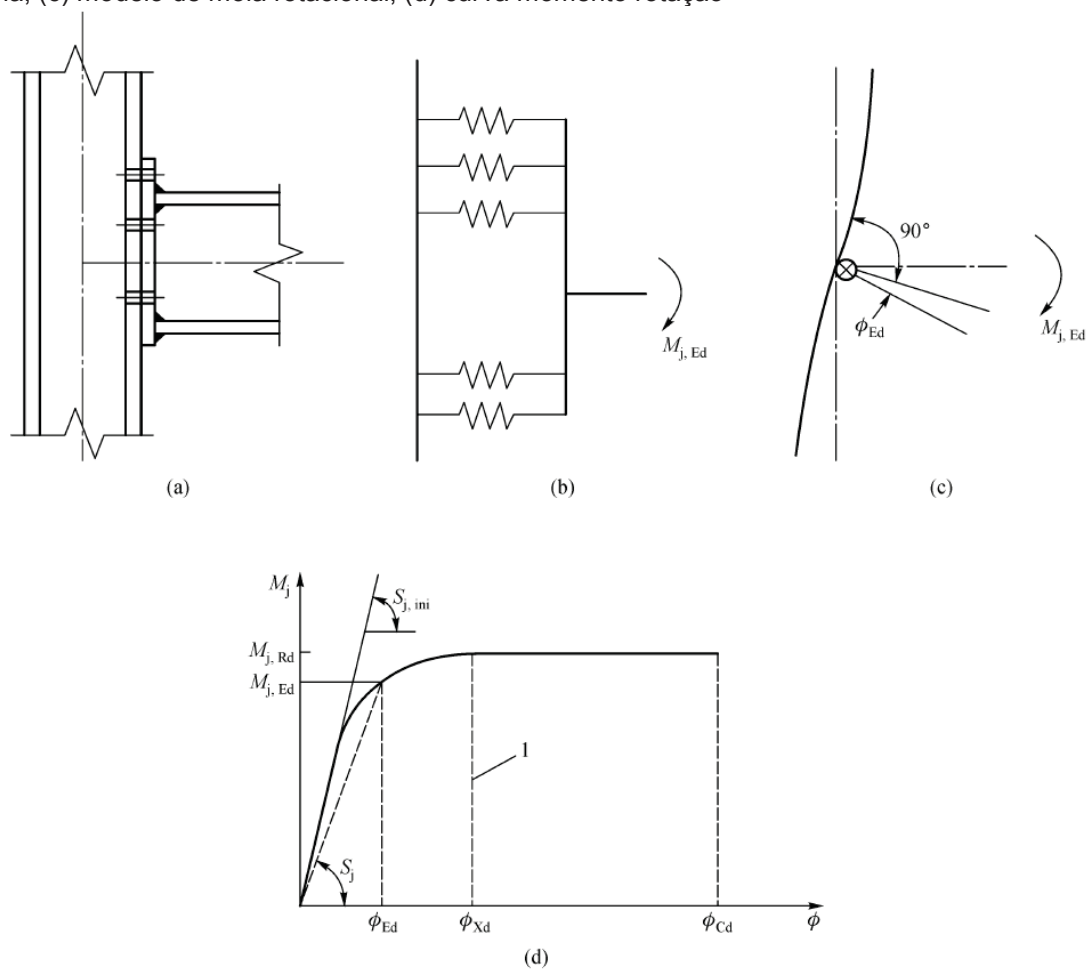
A resposta do componente individual e a resposta completa da ligação são geralmente envolvidas no método das componentes para estabelecer a resposta momento-rotação da ligação. Considerando, por exemplo, a ligação da Figura 74(a), o primeiro passo é decompor a ligação em vários grupos de molas que representam os grupos de parafusos e os elementos da ligação, como ilustrado na Figura 74(b). O segundo passo é montar as propriedades desses componentes e incorporá-los em uma mola rotacional com a característica da rotação obtida (Figura 74(c) e Figura 74(d)). O momento resistente da ligação $M_{j,Rd}$, assim como a rigidez da ligação S_j , podem ser obtidos pelo momento resistente e pela rigidez das componentes básicas da ligação (FANG *et al.*, 2013).

A.2 RESPOSTA DAS COMPONENTES

A resposta momento-rotação da ligação é determinada pelas características das componentes. As componentes para a ligação com cantoneira de topo e assento que será utilizada no desenvolvimento deste trabalho estão descritas na Figura 75 e detalhadas na Tabela 36.

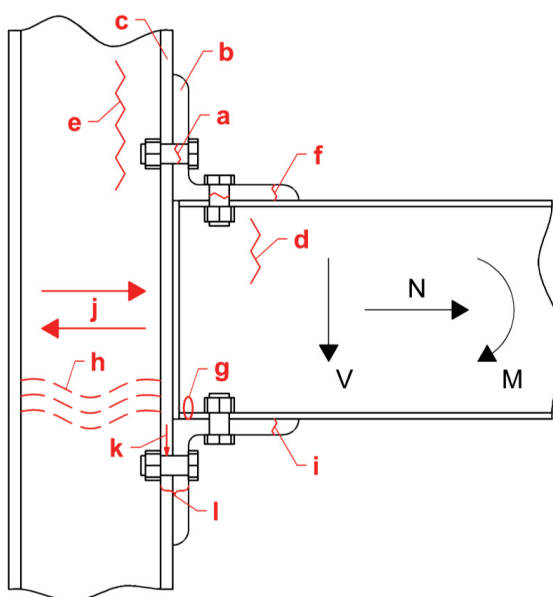
O processo de verificações consiste em analisar todos os componentes quanto à capacidade resistente, para cada linha de parafusos, analisando-se independentemente a flexão da aba da cantoneira, a flexão da mesa da coluna, a tração na alma da viga, a tração na alma da coluna e, por fim, a capacidade resistente da aba da cantoneira de topo também à tração, adotando-se o menor valor encontrado para a zona de tração.

Figura 74 – Características momento-rotação da ligação. (a) Configuração da ligação; (b) componentes de mola; (c) modelo de mola rotacional; (d) curva momento rotação



FONTE: Fang *et al.* (2013)

Figura 75 – Regiões para verificação da resistência em uma ligação viga-pilar com cantoneiras de topo e assento



FONTE: Adaptado de Maggi (2004)

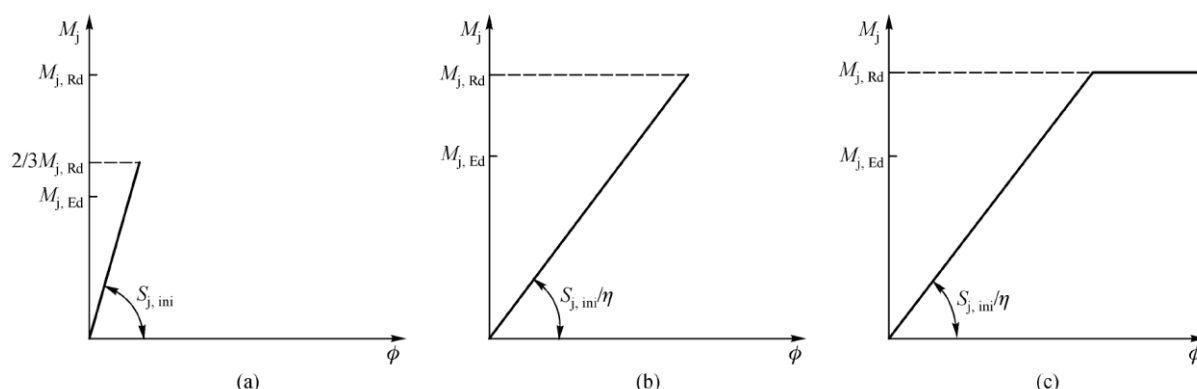
Tabela 36 – Verificações de resistência nos componentes da ligação

| Zona | Região | Verificação |
|-------------------------|--------|---|
| Tração | a | Tração nos parafusos (com a mesa da coluna e com as cantoneiras) |
| | b | Flexão da aba da cantoneira de topo e assento, conectada à mesa da coluna |
| | c | Flexão da mesa da coluna |
| | d | Tração na alma da viga |
| | e | Tração na alma da coluna |
| | f | Tração na aba da cantoneira de topo (fixada à mesa superior da viga) |
| Compressão | g | Compressão na mesa e alma da viga |
| | h | Compressão na alma da coluna |
| | i | Compressão na aba da cantoneira de assento (fixada à mesa inferior da viga) |
| Cisalhamento horizontal | j | Cisalhamento do painel da alma da coluna |
| Cisalhamento vertical | k | Cisalhamento dos parafusos (com a mesa da coluna e das cantoneiras) |
| | l | Esmagamento do parafuso (cantoneiras, mesas da coluna e mesa da viga) |

A.3 RESPOSTA MOMENTO-ROTAÇÃO DA LIGAÇÃO

O momento resistente $M_{j,Rd}$ e a rigidez rotacional S_j são dois parâmetros importantes para a determinação das características momento-rotação da ligação. O EC3 (2005) permite que se adote a rigidez rotacional inicial ($S_{j,ini}$) na análise global elástica, desde que o momento fletor solicitante de cálculo ($M_{j,Ed}$) não ultrapasse dois terços do momento fletor resistente de cálculo ($M_{j,Rd}$) (Figura 76(a)). Caso tal situação não seja possível, o EC3 (2005) ainda permite o uso da rigidez rotacional secante da ligação, igual a $S_{j,ini}/\eta$ para todo e qualquer valor do momento $M_{j,Ed}$ (Figura 76(b)). Quando uma análise global elasto-plástica é realizada, a resposta pós-escoamento pode ser idealizada como um comportamento bilinear (Figura 76(c)).

Figura 76 – Simplificação da resposta momento-rotação. (a) Análise elástica global $M_{j,Ed} < 2/3 M_{j,Rd}$; (b) análise global elástica conservativa; (c) análise global elasto-plástica



FONTE: Eurocode 3 (2005)

O momento resistente ($M_{j,Rd}$) da ligação viga-coluna é determinado por:

$$M_{j,Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} F_{tr,Rd} z \\ F_{cr,Rd} z \\ V_{wp,Rd} z \end{array} \right\} \quad (106)$$

onde $F_{tr,Rd}$ é a mínima força resistente de tração dentre todos os componentes tracionados; $F_{cr,Rd}$ é a mínima força resistente de compressão dentre todos os componentes comprimidos; $V_{wp,Rd}$ é a componente horizontal do cisalhamento da ligação, ou seja, a resistência ao cisalhamento da alma do pilar e z é o braço de alavanca da ligação, sendo este medido a partir do centro de compressão da ligação até a linha de parafusos tracionados, e o centro de compressão, por sua vez, tem sua localização definida na metade da espessura da aba da cantoneira de assento.

A rigidez rotacional da ligação é determinada com base nas rigidezes dos componentes básicos da ligação, sendo:

$$S_j = \frac{E_s z^2}{\mu \sum_i \frac{1}{k_i}} \quad (107)$$

onde E_s é o módulo de elasticidade do aço; z é o braço de alavanca da ligação; k_i é o coeficiente de rigidez do componente básico 'i' da ligação e μ é a relação $S_{j,ini}/S_j$. A relação de rigidez (μ) é variável de acordo com o valor do momento fletor solicitante da ligação ($M_{j,Ed}$) em relação ao momento fletor resistente ($M_{j,Rd}$), sendo determinada pelas expressões:

$$M_{j,Ed} \leq \frac{2}{3} M_{j,Rd} \rightarrow \mu = 1 \quad (108)$$

$$\frac{2}{3} M_{j,Rd} < M_{j,Ed} \leq M_{j,Rd} \rightarrow \mu = \left(1,5 \frac{M_{j,Ed}}{M_{j,Rd}} \right)^{\psi} \quad (109)$$

sendo o coeficiente ψ obtido a partir da Tabela 37.

Tabela 37 – Valor do coeficiente ψ

| Tipo de ligação | ψ |
|---|--------|
| Soldada | 2,7 |
| Chapa de extremidade aparafusada | 2,7 |
| Cantoneiras aparafusadas de ligação das mesas | 3,1 |
| Chapas de base de pilares | 2,7 |

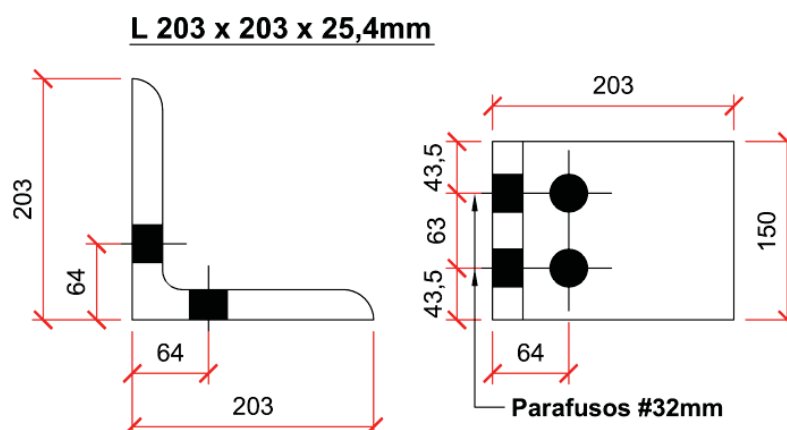
FONTE: Eurocode 3 (2005)

As formulações para a determinação da resistência da ligação a partir da resistência das componentes básicas, assim como a rigidez da ligação a partir da rigidez das componentes básicas da ligação, são apresentadas na Tabela 38. Os coeficientes específicos de cada formulação podem ser encontrados no Eurocode 3 (2005) Parte 1:8.

A.4 RESULTADOS NUMÉRICOS

A ligação adotada de cantoneira de topo e assento tem suas características ilustradas na Figura 77, e foi aplicada no exemplo numérico descrito na subseção 5.2.3. A cantoneira foi dimensionada de forma a atender a todas as exigências de norma e resistir aos esforços solicitantes.

Figura 77 – Cantoneira adotada após verificações de cálculo (dimensões em milímetros).



Fonte: Nardino & Souza (2015)

Tabela 38 – Resistência e Rigidez dos componentes básicos da ligação cantoneira de topo e assento.

| Resistência dos componentes da ligação | | Rigidez dos componentes da ligação | |
|--|--|--|---|
| Componente | Resistência elástica | Componente | Rigidez elástica |
| Flexão da aba das cantoneiras de topo e assento e Flexão da mesa da coluna | $\min \left\{ \frac{4M_{pL,1,Rd}}{m}, \frac{2M_{pL,2,Rd} + n \sum F_{t,Rd}}{m+n} \right\}$ | Cisalhamento no painel da alma da coluna (k1) | $k_1 = \frac{0.38 A_{vc}}{\beta z}$ |
| | | Compressão na alma da coluna (k2) | $k_2 = \frac{0.7 b_{eff,c,wc} t_{wc}}{d_{wc}}$ |
| Tração da alma da viga | $F_{t,wv,Rd} = \frac{b_{eff,t,wv} t_{wv} t_{y,wv}}{\gamma_{M0}}$ | Tração na alma da coluna (k3) | $k_3 = \frac{0.7 b_{eff,c,wc} t_{wc}}{d_{wc}}$ |
| Tração na alma da coluna | $F_{t,wc,Rd} = \frac{\omega b_{eff,t,wc} t_{wc} t_{y,wc}}{\gamma_{M0}}$ | Flexão na mesa da coluna (k4) | $k_4 = \frac{0.9 l_{eff}^3 t_{fc}}{m^3}$ |
| Tração da aba da cantoneira de topo | $F_{t,Rd} = \frac{A_{ga} t_{ya}}{\gamma_{a1}}$ | Flexão na cantoneira de topo e assento (k6) | $k_6 = \frac{0.9 l_{eff}^3 t_a}{m^3}$ |
| Compressão na mesa e alma da viga | $F_{c,fv,Rd} = \frac{M_{c,Rd}}{h_v - t_{fv}}$ | Tração nos parafusos (k10) | $k_{10} = 1.6 \frac{A_s}{L_b}$ |
| Compressão na alma da coluna | $F_{t,wc,Rd} = \frac{\omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} t_{y,wc}}{\gamma_{M0}}$ | Cisalhamento nos parafusos da cantoneira de topo e assento (k11) | $k_{11} = \frac{1.6 n_b d_b^2 f_{ub}}{E_s d_{M16}}$ |
| Compressão da aba da cantoneira de assento | $F_{c,ab,Rd} = \frac{l_a t_a t_{ya}}{\gamma_{a1}}$ | Parafusos sujeitos ao esmagamento, com a cantoneira ligação a coluna (k12) | $k_{12} = \frac{24 n_b k_b k_t d_b f_u}{E_s}$ |
| Cisalhamento Horizontal | $V_{wp,Rd} = \frac{0.9 t_{yc} A_{vc}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$ | | |

FONTE: O autor (2018)

A rigidez inicial ($S_{j,ini}$) da ligação é obtida através da consideração da força resistente (F_{Rd}), da rigidez de cada componente (k_i) e o momento resistente da ligação ($M_{j,Rd}$) (ver Tabela 39).

Tabela 39 – Parâmetros característicos da ligação

| Parâmetros da ligação | |
|-----------------------------------|---------------------|
| Rigidez inicial ($S_{j,ini}$) | 19.140,326 kN.m/rad |
| Força resistente (F_{Rd}) | 141,192 kN |
| Momento resistente ($M_{j,Rd}$) | 260.022 kN.m |

FONTE: O autor (2018)

ANEXO B – LINHA DE VIGA

Essa ideia foi inicialmente desenvolvida por Batho & Rowan (1934) no sentido de compatibilizar o comportamento elástico da viga e da ligação. Os momentos fletores de uma viga são calculados de acordo com o tipo de ligação que a suporta (HIGAKI, 2014; ALVARENGA, 2010).

Considerando uma viga biengastada (ligações perfeitamente rígidas), indicada na figura 76(a), com um carregamento uniformemente distribuído (q) ao longo do seu comprimento (L_v), o momento fletor M_v é dado por:

$$M_v = \frac{q L_v^2}{12} \quad (110)$$

A formulação fornece o momento máximo que ocorre na viga, logo, conclui-se que, no seu dimensionamento este será o momento plástico (M_p) requerido, ou seja, $M_v = M_p$ (ALVARENGA, 2010).

Num segundo cenário, considerando uma viga biapoiada (perfeitamente rotulada), onde a ligação da viga não tenha condições e absorver nenhum momento, Figura 76(b), a rotação de extremidade será dada por:

$$\theta_v = \frac{q L_v^3}{24 E_s I_v} \quad (111)$$

onde θ_v é a rotação relativa entre a coluna e a viga; E_s o módulo de elasticidade do material (aço) e I_v é a inércia da seção da viga, submetida à flexão.

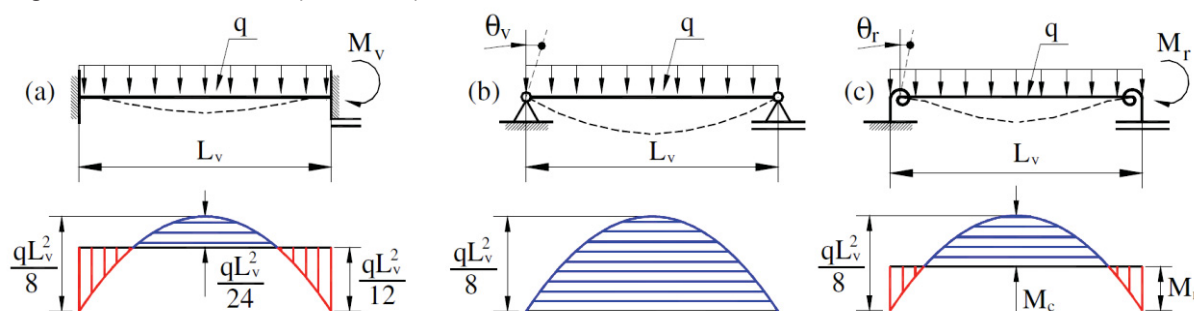
Entretanto, com a presença da ligação (comportamento real), apresentada na Figura 76(c), os valores do momento no apoio (M_r) e da rotação de extremidade (θ_r) passam pelo equilíbrio da ligação, modificando o momento máximo no meio do vão (M_c), alterando assim, os esforços na viga, sua flecha e o seu dimensionamento. Sabendo-se que tanto a rotação relativa quanto o momento na extremidade de uma viga biapoiada é igual a zero ($0, M_v$) e ($\theta_v, 0$), podemos definir uma reta definida como “linha de viga” (“beam line”), dada pela equação (HIGAKI, 2014; ALVARENGA, 2010):

$$M = \frac{q L_v^2}{12} - \frac{2 E_s I_v}{L_v} \theta_v \quad (112)$$

Essa linha de viga ilustrada na Figura 77, representa o comportamento da viga com relação às suas condições de extremidade. Assim, pode-se determinar a situação de trabalho da ligação sob a carga q conhecendo-se a curva $M-\theta$ da ligação e determinando a interseção desta com a linha de viga. O ponto A, interseção entre a

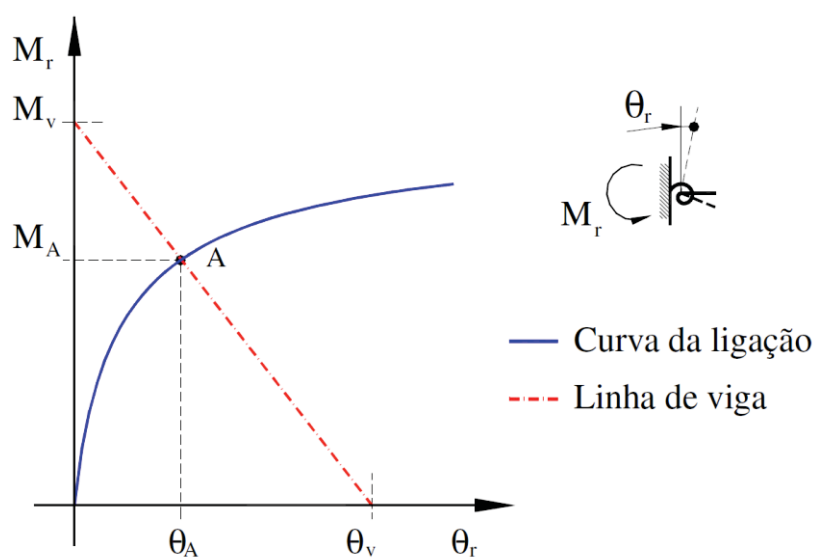
curva momento-rotação característica da ligação e a linha de viga, define a condição em que a ligação semirrígida está trabalhando, ou seja, é uma condição de compatibilidade entre a ligação e a viga, que corresponderá ao momento de extremidade M_A e à rotação θ_A .

Figura 78 – Efeito da ligação na viga com carga uniformemente distribuída q . (a) biengastada; (b) birrotulada; (c) ligação semirrígida; (d) convenção matemática: (+) positivo, acima do eixo (azul), e (-) negativo, abaixo do eixo (vermelho).



FONTE: Alvarenga (2010).

Figura 79 – Linha de viga



FONTE: Alvarenga (2010)